

ESTABILIZAÇÃO DA FRENTE DE TÚNEIS COM INCLUSÕES LINEARES

ALEXANDRA MARIA EIRAS FERREIRA DA COSTA DELGADO

Dissertação submetida para obtenção do grau de
DOUTOR EM ENGENHARIA CIVIL

Orientador: António Silva Cardoso

Co-Orientador: Jorge Almeida e Sousa

SETEMBRO DE 2009

Ao Té

Ao Roberto, à Sofia e à Mafalda

Aos meus pais

You can only come to the morning through the shadows

J. R. Tolkien

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	v
Resumo	vii
Abstract	ix
Résumé	xi
Agradecimentos	xiii
Índice de Texto	xv
Índice de Figuras	xix
Índice de Quadros	xliv
Simbologia	li
Considerações Iniciais	1
Capítulo 1 - Estabilidade da Frente de Escavação. Estado da Arte	5
Capítulo 2 - Estabilidade da Frente de Escavação. Análises numéricas preliminares	61
Capítulo 3 - Frentes de Escavação Reforçadas	87
Capítulo 4 - Modelação Numérica de Frentes de Escavação Reforçadas	115
Capítulo 5 - Análises Paramétricas	157
Capítulo 6 - Proposta de método de pré-dimensionamento baseado no conceito de convergência-confinamento. Desenvolvimento e aplicação	239
Considerações Finais	261
Bibliografia	269

RESUMO

O reforço da frente de escavação com elementos lineares em fibra de vidro tem vindo a desenvolver-se desde os finais dos anos 80 como um método bastante flexível e de fácil implementação. Os pregos têm a função de ancorar a frente de escavação, controlando a resposta em termos de deformação da cavidade e reduzindo consequentemente o risco de rotura da frente e os assentamentos à superfície. O presente trabalho tem como objectivo contribuir para a melhor compreensão dos fenómenos envolvidos nesta metodologia. Para a concretização desse objectivo foi adoptada uma abordagem tridimensional com modelação individualizada do maciço, das inclusões e da sua interacção.

Recorrendo à bibliografia especializada e a alguns resultados numéricos abordou-se nos dois primeiros capítulos os mais relevantes aspectos relacionados com o comportamento de uma frente de escavação não reforçada. Destacaram-se em particular as diferenças entre o comportamento drenado e não-drenado e a importância de cada um dos factores que condicionam tal comportamento, nomeadamente os que definem a geometria da escavação e os que caracterizam o maciço envolvente.

O capítulo 3 é dedicado à apresentação da técnica da pregagem da frente de escavação com base na bibliografia da especialidade. Referem-se os princípios básicos de funcionamento dos pregos e algumas das obras de aplicação mais significativas. Descreve-se ainda sucintamente alguns métodos simplificados de pré-dimensionamento.

No capítulo 4 avalia-se, com base numa abordagem numérica tridimensional, a eficácia do reforço da frente de escavação. Para um problema típico, representativo das obras mais frequentemente encontradas no Norte de Portugal, faz-se a comparação entre o comportamento de uma frente não reforçada, com o comportamento de uma frente reforçada. As melhorias introduzidas nos deslocamentos do maciço são quantificadas e procede-se à análise das forças mobilizadas nos elementos de reforço.

No capítulo 5 generaliza-se as conclusões do capítulo 4 a um campo mais vasto. Avalia-se o efeito da geometria da obra, das características do sistema de reforço e dos parâmetros mecânicos do maciço sobre a eficácia do método de reforço.

No capítulo 6 propõe-se um método de pré-dimensionamento baseado no conceito da convergência-confinamento e procede-se à sua validação com base em resultados numéricos existentes.

RESUMO

Por último, nas considerações finais, sintetiza-se as conclusões mais relevantes do trabalho e sugerem-se alguns desenvolvimentos futuros que, no âmbito do tema analisado, interessará concretizar.

ABSTRACT

Tunnel face reinforcement with fibreglass nails is a rather flexible and easy to implement method that has been developing since the late 80's. The nails keep the face in place, controlling how the cavity deforms and consequently reducing the risk of front failure and minimizing surface settlements. This thesis proposes to contribute to a better understanding of all the mechanisms involved in this methodology. In order to succeed in so doing, we have adopted a three dimensional approach with individualized modelling of the earth mass, the nails and their interaction.

In the first two chapters, using published results and a few numerical analyses, we have been able to grasp most of the relevant features of a non reinforced tunnel face. We have paid particular attention to distinguishing between drained and undrained behaviour, while assessing the impact of several parameters connected with the tunnel geometry and the earth mass characterization.

Chapter 3 is devoted to the presentation of the tunnel face reinforcing technique and is based only in published results. The basic working principles of the nailing reinforcement are presented, together with a reference to some of the more important construction sites that have relied on this technique. Finally, a brief description of simplified methods for the design of the nailing reinforcement is also presented.

On chapter 4 a three dimensional approach is used in order to evaluate the performance of face reinforcement. A typical geometry, with soil parameters commonly found in the North of Portugal, is used to compare results from the reinforced face with the ones from a non reinforced face. The improvement obtained is quantified and the forces mobilized in the nails are presented and studied.

On chapter 5 the conclusions from chapter 4 are generalized to a much wider application field. The effect of the tunnel geometry, of the reinforcement parameters (such as density, length, stiffness and pull out force) and of the soil mechanical parameters are evaluated.

On chapter 6 a pre-dimensioning method based on the convergence-confinement concept is proposed and tested by comparison with numerical results.

Finally the more relevant conclusions of the present work are summarized and a few future developments that should be pursued are presented.

ABSTRACT

RÉSUMÉ

Le renforcement du front de taille des tunnels avec des éléments linéaires en fibre de verre s'est développé depuis les finaux des années 80 comme une méthode très flexible et d'implémentation facile. Les boulons ont la fonction de stabiliser le front de taille, en contrôlant la réponse en fonction de la déformation de la cavité en réduisant, en conséquence, le risque de rupture du front et les affaissements à la surface. Ce travail a comme objectif la contribution pour une meilleure compréhension des phénomènes concernant cette méthodologie. Pour la concrétisation de cet objectif une approche tridimensionnelle a été adoptée avec la modélisation individualisée du massif, des inclusions et son interaction.

En faisant recours à la bibliographie spécialisée et certains résultats numériques on fait l'approche dans les deux premiers chapitres aux aspects plus importants concernant le comportement d'un front de taille non renforcé. Les différences entre le comportement drainé et non drainé et l'importance de chacun de ces facteurs conditionnant tel comportement se détachent, notamment ceux définissant la géométrie de l'excavation et ceux qui caractérisent le massif environnant.

Le chapitre 3 est dédié à la présentation de la technique de boulonnage du front de taille soutenue sur la bibliographie de la spécialité. On réfère les principes basiques de fonctionnement des boulons et quelques ouvrages d'application plus significatives. Des méthodes simplifiées de pré-dimensionnement sont présentées de façon simplifiée.

Au chapitre 4 on évalue, sur une approche numérique tridimensionnelle, l'efficacité du renforcement du front de taille. Pour un problème typique, représentant des ouvrages plus fréquents au Nord du Portugal, on fait la comparaison entre le comportement d'un front non renforcé avec le comportement d'un front renforcé. Les améliorations introduits sur les déplacements du massif sont quantifiés et on fait l'analyse des efforts mobilisés sur les éléments de renforcement.

Au chapitre 5 on généralise les conclusions du chapitre 4 sur un champ plus vaste. On évalue l'effet de la géométrie de l'ouvrage, des caractéristiques du système de renforcement et des paramètres mécaniques du massif sur l'efficacité de la méthode de renforcement.

Au chapitre 6 on propose une méthode de pré-dimensionnement basée sur le concept de convergence-confinement et on poursuit à sa validation basée en résultats numériques existants.

RÉSUMÉ

Finalement, aux considérations finales, on synthétise les conclusions plus importantes du travail et on suggère quelques développements futurs intéressants de réaliser sur ce thème.

AGRADECIMENTOS

Nos momentos em que o desânimo domina, o apoio e incentivo de amigos, professores, colegas e família permite recomeçar e manter a esperança. A todos os que me acudiram em momentos difíceis e contribuíram para a concretização deste trabalho, desejo expressar os meus sinceros agradecimentos:

- ao Té, pela espera paciente e apoio incondicional;
- aos meus pais pela disponibilidade total que sempre demonstraram em me auxiliarem, fosse de que maneira fosse;
- ao Roberto, à Sofia e à Mafalda, pelas muitas horas que precisei de roubar à sua convivência;
- à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto por todos os meios postos à disposição;
- a todos os meus alunos de Geologia de Engenharia, Mecânica dos Solos e Obras Subterrâneas, pela compreensão que demonstraram em todas as alturas de pouca disponibilidade da minha parte;
- à secção de Geotecnia do DEC da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto pela forma estóica como aguentaram a sobrecarga de trabalho decorrente das minhas ausências do serviço docente;
- ao Professor António Silva Cardoso, orientador científico deste trabalho, pela forma sábia e disponível como sempre me orientou e apoiou;
- ao Professor Almeida e Sousa, co-orientador deste trabalho, pelo seu permanente optimismo, pela leitura paciente dos esboços de texto produzidos e pelas inúmeras trocas de impressões e sugestões indispensáveis ao desenvolvimento deste trabalho;
- ao Professor Manuel Matos Fernandes pelos incentivos constantes e pelo interesse e entusiasmo demonstrados;

AGRADECIMENTOS

- ao Professor Couto Marques e ao Professor Viana da Fonseca pelo interesse demonstrado e valiosos esclarecimentos;
- ao Topa, ao Silvano, ao Quintanilha e ao Rui pela companhia constante, amizade incondicional e software disponibilizado;
- ao Quintanilha pela ajuda preciosa na elaboração do resumé;
- ao Nuno, por todas as ocasiões em que me elogiou e animou. Obrigada amigo, fazes maravilhas pelo meu ego;
- à Cristiana, melhor amiga e madrinha da Mafaldinha, pela amizade e partilha de interesses;
- ao Professor Daniel Dias, do INSA de Lyon, pelas brilhantes sugestões e cedência de material bibliográfico;
- ao Professor Scott Sloan pela disponibilidade imediata para me enviar todos os artigos científicos que lhe pedi;
- à FCT pelo apoio financeiro concedido através do projecto poci/ecm/61934/2004 e da bolsa SFRH/BD/25073/2005.

Apesar de não ter sido possível concretizar a instrumentação planeada para a Linha Vermelha do Metro de Lisboa, muitas foram as pessoas que nela se empenharam. É assim com inteira justiça que explico os seguintes agradecimentos especiais:

- ao meu amigo Carlos Félix pela contribuição preciosa na planificação da instrumentação da Linha Vermelha do Metro de Lisboa;
- ao Engenheiro João Falcão, administrador da Tecnasol, pelos contactos e facilidades concedidas;
- aos Engenheiros Pedro Lopes e Nuno Anta pelas horas perdidas e pela doura ajuda no planeamento da instrumentação da Linha Vermelha.

A todos o meu mais profundo agradecimento.

ÍNDICE DE TEXTO

CAPÍTULO 1 - ESTABILIDADE DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO. ESTADO DA ARTE

1.1	<u>INTRODUÇÃO</u>	5
1.2	<u>VIA EXPERIMENTAL</u>	7
1.2.1	O número de estabilidade, N	7
1.2.2	Condições não drenadas de argilas sobreconsolidadas	8
1.2.3	Condições drenadas	11
1.2.3.1	Túneis não revestidos	11
1.2.3.2	Túneis revestidos	14
1.2.3.3	Túneis parcialmente revestidos	16
1.2.3.4	Túneis abertos abaixo do nível freático	17
1.2.3.4	Túneis construídos pelo NATM	18
1.3	<u>VIA TEÓRICA</u>	18
1.3.1	Métodos de análise limite	18
1.3.1.1	Condições não drenadas	18
1.3.1.1.1	Túneis não revestidos	18
1.3.1.1.2	Túneis revestidos	28
1.3.1.1.3	Túneis revestidos. Estudo da frente em estado plano de deformação	31
1.3.1.2	Condições drenadas	35
1.3.1.2.1	Túneis Não revestidos	35
1.3.1.2.2	Túneis revestidos	39
1.3.2	Métodos de equilíbrio limite	52
1.4	<u>CONCLUSÕES</u>	59

CAPÍTULO 2 - ESTABILIDADE DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO. ANÁLISES NUMÉRICAS PRELIMINARES

2.1	<u>INTRODUÇÃO</u>	61
2.2	<u>MODELO NUMÉRICO</u>	61
2.2.1	Características gerais do modelo	61
2.2.2	Geometria adoptada	61
2.2.3	Condições fronteira	62
2.2.4	Faseamento construtivo	62
2.2.5	Definição de rotura	62
2.3	<u>VALIDAÇÃO DAS ANÁLISES NUMÉRICAS</u>	63

ÍNDICE DE TEXTO

2.3.1	Comportamento não drenado de um túnel não revestido	63
2.3.2	Comportamento não drenado de um túnel inteiramente revestido	65
2.3.3	Comportamento drenado de um túnel não revestido	67
2.3.4	Comportamento drenado de um túnel inteiramente revestido	69
2.4	<u>ESTUDO DE SENSIBILIDADE</u>	72
2.4.1	Avaliação do efeito da variação do comprimento não revestido (Parâmetro P/D)	72
2.4.1.1	Objectivos.....	73
2.4.1.2	Materiais utilizados.....	73
2.4.1.3	Geometria.....	74
2.4.1.4	Resultados obtidos.....	74
2.4.2	Avaliação do efeito da variação do valor absoluto do diâmetro.....	79
2.4.2.1	Resultados das análises não drenadas.....	80
2.4.2.2	Resultados das análises drenadas.....	83
2.5	<u>CONCLUSÕES</u>	84

CAPÍTULO 3 - FRENTES DE ESCAVAÇÃO REFORÇADAS

3.1	<u>INTRODUÇÃO</u>	87
3.2	<u>TIPOS DE PREGOS E SUA EXECUÇÃO</u>	91
3.3	<u>ANÁLISE DO EFEITO DO REFORÇO POR PREGAGENS COM BASE NA VIA EXPERIMENTAL</u>	95
3.4	<u>ANÁLISE DO EFEITO DO REFORÇO POR PREGAGENS COM BASE NA VIA NUMÉRICA</u>	100
3.4.1	Análises numéricas com modelação individual dos elementos de reforço	100
3.4.2	Análises numéricas por homogeneização.....	106
3.5	<u>ANÁLISE DO EFEITO DO REFORÇO POR PREGAGENS COM BASE EM MODELOS SIMPLIFICADOS</u> ..	108
3.5.1	Núcleo com coesão reforçada	108
3.5.2	Pressão aplicada na frente	108
3.5.3	Validação dos Métodos Aproximados	109
3.6	<u>CONCLUSÕES</u>	113

CAPÍTULO 4 - MODELAÇÃO NUMÉRICA DE FRENTES DE ESCAVAÇÃO REFORÇADAS

4.1	<u>INTRODUÇÃO</u>	115
4.2	<u>DESCRIÇÃO DETALHADA</u>	115
4.3	<u>MODELO NUMÉRICO</u>	117
4.4	<u>NOTA PRÉVIA SOBRE A FORMA DOS DESLOCAMENTOS SUPERFICIAIS CAUSADOS PELA ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS</u>	126
4.5	<u>ESCAVAÇÃO NÃO REFORÇADA</u>	128
4.5.1	Problema base.....	129
4.5.2	Estudo da influência das características mecânicas do maciço	132

4.5.2.1	Efeito da variação do módulo de deformabilidade do estrato intermédio	133
4.5.2.2	Efeito do coeficiente de impulso em repouso	136
4.5.2.3	Efeito da variação do ângulo de atrito do maciço	141
4.5.2.4	Efeito da variação da coesão	144
4.5.2.5	Efeito da relação entre o ângulo de dilatação e o ângulo de atrito	146
4.6	<u>ESCAVAÇÃO REFORÇADA NA FRENTE COM PREGAGENS</u>	149
4.6.1	Nota sobre a modelação dos reforços	149
4.6.2	Quantificação das melhorias introduzidas pelo reforço da frente	149
4.6.3	Análise das forças mobilizadas nos elementos de reforço	153
4.7	<u>CONCLUSÕES</u>	154

CAPÍTULO 5 - ANÁLISES PARAMÉTRICAS

5.1	<u>INTRODUÇÃO</u>	157
5.2	<u>ALTERAÇÃO DA GEOMETRIA DA OBRA</u>	157
5.2.1	Efeito do recobrimento relativo, C/D	157
5.2.2	Efeito do comprimento não revestido relativo, P/D	160
5.3	<u>ALTERAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DO SISTEMA DE REFORÇO</u>	163
5.3.1	Efeito do comprimento dos pregos	163
5.3.2	Efeito da resistência ao arranque mobilizável na interface prego/maciço (coesão da calda)	168
5.3.3	Efeito da rigidez da interface prego/maciço (rigidez da calda)	171
5.3.4	Efeito da rigidez do sistema de reforço	173
5.3.4.1	Efeito da rigidez do sistema de reforço sobre os deslocamentos do maciço	174
5.3.4.2	Efeito da rigidez do sistema de reforço sobre as forças mobilizadas nos elementos de reforço	181
5.4	<u>ALTERAÇÃO DAS PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DO MACIÇO</u>	185
5.4.1	Módulo de deformabilidade do estrato intermédio	186
5.4.1.1	Redução do valor de referência do módulo de deformabilidade para metade (25 MPa)	186
5.4.1.2	Aumento do valor de referência do módulo de deformabilidade para o triplo (150 MPa)	192
5.4.2	Coeficiente de impulso em repouso	196
5.4.2.1	Redução do valor de referência em 30% ($K_0 = 0,70$)	197
5.4.2.2	Redução do valor de referência em 45% ($K_0 = 0,55$)	202
5.4.2.3	Redução do valor de referência em 60% ($K_0 = 0,4$)	207
5.4.3	Parâmetros de resistência do maciço	212
5.4.3.1	Avaliação do efeito do aumento da coesão	212
5.4.3.2	Avaliação do efeito da variação do ângulo de atrito	217

ÍNDICE DE TEXTO

5.4.3.2.1	Redução do valor de referência em 4° ($\phi = 30^\circ$).....	218
5.4.3.2.2	Aumento do valor de referência em 4° ($\phi = 38^\circ$).....	223
5.5	<u>AVALIAÇÃO DO EFEITO DA RETIRADA DOS PREGOS PERIFÉRICOS SOBRE A EFICIÊNCIA DO REFORÇO DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO</u>	228
5.5	<u>CONCLUSÕES</u>	235

CAPÍTULO 6 - PROPOSTA DE MÉTODO DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO BASEADO NO CONCEITO DE CONVERGÊNCIA-CONFINAMENTO. DESENVOLVIMENTO E APLICAÇÃO

6.1.	<u>INTRODUÇÃO</u>	239
6.2.	<u>DESENVOLVIMENTO DO MÉTODO DA CONVERGÊNCIA – CONFINAMENTO</u>	240
6.2.1.	Determinação da curva característica da resposta do terreno à abertura do túnel .	240
6.2.2.	Determinação da curva de carregamento do suporte	242
6.2.2.1.	Desenvolvimento da curva de carregamento com base no cenário base	242
6.2.2.2.	Integração das análises efectuadas para os cenários restantes e proposta de pré- dimensionamento	246
6.3.	<u>APLICAÇÃO DO MÉTODO</u>	250
6.3.1.	Pré-dimensionamento do reforço da frente de escavação dos diversos cenários associados ao estudo paramétrico	250
6.3.2.	Aplicação do método proposto a um exemplo prático	256
6.3.2.1.	Travessia Subterrânea de Toulon	257
6.4.	<u>CONCLUSÕES</u>	259

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 1 - ESTABILIDADE DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO. ESTADO DA ARTE

Figura 1.1 - definição do sistema e dos parâmetros fundamentais (Almeida e Sousa, 1998)	5
Figura 1.2 - mecanismos de deformação em condições não drenadas num solo coesivo (Casarin e Mair, 1981)	9
Figura 1.3 - variação do número de estabilidade em função dos parâmetros C/D e P/D (Casarin e Mair, 1981)	10
Figura 1.4 - pressões de suporte medidas no colapso de modelos em secção plana (Mair, 1979, Mair et al., 1984)	10
Figura 1.5 - influência da profundidade e do comprimento não revestido sobre o número de estabilidade no colapso (Mair, 1979, Kimura e Mair, 1981, Mair et al., 1984)	11
Figura 1.6 - mecanismo de rotura observado em argilas (Mair e Taylor, 1997)	11
Figura 1.7 - variação experimental da carga de colapso em função do recobrimento relativo do túnel. Secção corrente. (Atkinson et al., 1974)	12
Figura 1.8 - mecanismo de colapso local (Atkinson et al., 1975a)	13
Figura 1.9 - colapso de um túnel inserido num meio friccional caracterizado por $\phi' = 50^\circ$ e submetido a uma tensão superficial de 210 kPa (Atkinson e Potts, 1977)	13
Figura 1.10 - colapso de um túnel inserido num meio friccional caracterizado por $\phi' = 50^\circ$ e à profundidade C/D = 0,5 – resultados experimentais (Atkinson e Potts, 1977)	14
Figura 1.11 - colapso de um túnel inserido num meio friccional caracterizado por $\phi' = 50^\circ$ ($\sigma_s = 0$ kPa) - resultados experimentais (Atkinson et al., 1977)	14
Figura 1.12 - mecanismo de rotura observado em areias (Mair e Taylor, 1997)	14
Figura 1.13 - mecanismo de rotura observado no segundo grupo de ensaios Chambon e Corté (Almeida e Sousa, 1998)	15

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.14 -	testes centrifugados em frentes de túneis revestidos inseridos numa areia seca (Chambon e Corté, 1994).....	16
Figura 1.15 -	influência do pré – revestimento sobre os mecanismos de rotura observados em ensaios sobre modelos reduzidos (Leca et al., 1997).....	17
Figura 1.16 -	soluções de limite inferior para o caso 1, com $\gamma D/c_u > 0$ (Davis et al., 1980)	19
Figura 1.17 -	soluções de limite superior para o caso 1, com $\gamma D/c_u = 0$ (Davis et al., 1980)	20
Figura 1.18 -	soluções de limite superior para o caso 1, com $\gamma D/c_u = 3$ (Davis et al., 1980)	20
Figura 1.19 -	limites superiores e inferiores do número de estabilidade para o caso 1 (Davis et al., 1980).....	21
Figura 1.20 -	enquadramento dos resultados experimentais de Mair (1979) e Mair et al. (1984) pelas soluções limite de Davis et al. (1980) – $\gamma D/c_u = 2,6$	21
Figura 1.21 -	mecanismos de rotura por blocos rígidos (Sloan e Assadi, 1993).....	23
Figura 1.22 -	soluções de limite superior e inferior (túnel circular não revestido), para $\gamma D/c_u = 0$ (esquerda) e $\gamma D/c_u > 0$ (direita) (Sloan e Assadi, 1993).....	24
Figura 1.23 -	comparação entre as soluções de análise limite de Davis et al. e Sloan e Assadi: túnel circular não revestido com $\gamma D/c_u = 0$ (esquerda) e $\gamma D/c_u = 3$ (direita)	25
Figura 1.24 -	enquadramento da solução de limite superior de Antão, 1997 ($\gamma D/c_u = 0$).....	25
Figura 1.25 -	enquadramento da solução de limite superior de Antão, 1997 ($\gamma D/c_u = 3$).....	26
Figura 1.26 -	limites de estabilidade para o colapso não drenado de um túnel de secção quadrada (Assadi e Sloan, 1991)	27
Figura 1.27 -	limites de estabilidade em função da variação do c_u para túneis de secção quadrada (Sloan e Assadi, 1991)	28
Figura 1.28 -	soluções de estabilidade para um túnel inteiramente revestido (Davis et al., 1980).....	29
Figura 1.29 -	enquadramento dos resultados experimentais de Kimura e Mair (1981) e de Mair et al. (1984) pelas soluções limite de Davis et al. (1980) – $\gamma D/c_u = 2,6$	29

Figura 1.30 -	mecanismo de rotura global (intersecção da superfície) – comparação entre os resultados de Davis et al. (1980) e Leca e Dormieux (1992).....	30
Figura 1.31 -	enquadramento do limite superior do número de estabilidade determinado por Antão (1997)	31
Figura 1.32 -	solução limite superior para um túnel revestido com $P/D = 1$ em condições não drenadas (Antão, 1997).....	31
Figura 1.33 -	limites de estabilidade de uma frente plana (Augarde et al., 2003)	34
Figura 1.34 -	mecanismo de rotura de cinco variáveis utilizado na determinação do limite superior analítico. (Augarde et al., 2003)	35
Figura 1.35 -	enquadramento dos resultados experimentais pelas soluções limite (Atkinson e Potts, 1977; Atkinson et al., 1977) – $\phi' = 50^\circ$, $\sigma_S = 210$ kPa.....	37
Figura 1.36 -	enquadramento dos resultados experimentais pelas soluções limite (Atkinson e Potts, 1977; Atkinson et al., 1977) – $\phi' = 50^\circ$, $C/D = 0,5$	37
Figura 1.37 -	enquadramento dos resultados experimentais pelas soluções limite (Atkinson e Potts, 1977; Atkinson et al., 1977) – $\phi' = 50^\circ$, $\sigma_S = 0$ kPa.....	38
Figura 1.38 -	mecanismo de rotura tridimensional MII de Leca e Dormieux (1990).....	40
Figura 1.39 -	limites superiores dos parâmetros de carga N_S e N_γ (Leca e Dormieux, 1990).....	43
Figura 1.40 -	limites inferiores dos parâmetros de carga N_S e N_γ para $\gamma > 0$ (Leca e Dormieux, 1990).....	44
Figura 1.41 -	limites inferiores do parâmetro de carga N_S para $\gamma = 0$ (Leca e Dormieux, 1990)	44
Figura 1.42 -	intervalo de variação do parâmetro de carga N_S (Leca e Dormieux, 1990).....	45
Figura 1.43 -	intervalo de variação do parâmetro de carga N_γ (Leca e Dormieux, 1990)	45
Figura 1.44 -	mecanismo de rotura (Soubra, 2000).....	47
Figura 1.45 -	comparação entre os parâmetros de carga obtidos por Soubra (2000) e por Leca e Dormieux (1990, linhas mais finas)	48

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.46 -	mecanismo de rotura tridimensional: vista longitudinal (esquerda) e vista em perspectiva (direita). (Subrin e Wong, 2002).....	49
Figura 1.47 -	limite inferior do parâmetro M_γ (Subrin e Wong, 2002)	50
Figura 1.48 -	pressão de suporte em função da sobrecarga e da profundidade (Lee e Nam, 2001).....	51
Figura 1.49 -	mecanismo de colapso da frente de um túnel construído sob a protecção de um escudo (Horn, Anagnostou e Kovári, 1994)	52
Figura 1.50 -	distribuição da tensão efectiva vertical ao longo das superfícies triangulares da cunha (Segundo a norma alemã DIN 4126, citada por Almeida e Sousa, 1998)	54
Figura 1.51 -	equilíbrio das forças que solicitam a cunha (Almeida e Sousa, 1998).....	55
Figura 1.52 -	coeficientes adimensionais para o cálculo da pressão de suporte na frente de escavação (Anagnostou e Kovári, 1996b).....	56
Figura 1.53 -	pormenor do modelo multi-camadas (Broere, 2001).....	58
Figura 1.54 -	mecanismo de rotura da abóbada de um túnel construído sequencialmente (Sternath e Baumann, 1997)	58

CAPÍTULO 2 - ESTABILIDADE DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO. ANÁLISES NUMÉRICAS PRELIMINARES

Figura 2.1 -	malhas de diferenças finitas utilizadas nas modelações numéricas dos túneis não revestidos (esquerda) e de túneis revestidos (direita)	62
Figura 2.2 -	definição de rotura adoptada no âmbito das análises realizadas	63
Figura 2.3 -	efeito da profundidade relativa sobre a estabilidade da escavação (resultados numéricos versus experimentais e enquadramento de ambos relativamente aos limites publicados)	64
Figura 2.4 -	variação da pressão de suporte em função do passo (esquerda) e variação do assentamento coroamento em função da pressão de suporte (direita) para $C/D = 1,50$	65

Figura 2.5 -	deslocamentos aquando da rotura ($C/D = 1,5$); Mecanismo D de Davis et al. (1980).....	65
Figura 2.6 -	efeito da profundidade relativa sobre a estabilidade da escavação (resultados numéricos versus experimentais e enquadramento de ambos relativamente aos limites publicados)	66
Figura 2.7 -	variação da pressão de suporte em função do passo (esquerda) e variação do deslocamento da frente ao nível do eixo em função da pressão de suporte (direita) para $C/D = 1,0$	67
Figura 2.8 -	deslocamentos aquando da rotura ($C/D = 1,0$)	67
Figura 2.9 -	efeito da profundidade relativa sobre o valor da pressão mínima de suporte normalizada (resultados numéricos versus experimentais e enquadramento de ambos relativamente aos limites publicados).....	68
Figura 2.10 -	variação da pressão de suporte em função do passo (esquerda) e variação do deslocamento vertical do coroamento em função da pressão de suporte (direita)...	69
Figura 2.11 -	deslocamentos aquando da rotura ($C/D = 1,0$)	69
Figura 2.12 -	efeito da compactidade sobre o valor da pressão mínima de suporte normalizada (resultados numéricos versus experimentais)	70
Figura 2.13 -	enquadramento dos resultados numéricos e experimentais relativamente aos limites publicados (túnel inteiramente revestido em condições drenadas – areia densa)	70
Figura 2.14 -	efeito enquadramento dos resultados numéricos e experimentais relativamente aos limites publicados (túnel inteiramente revestido em condições drenadas – areia solta)	71
Figura 2.15 -	variação da pressão de suporte em função do passo (esquerda) e variação do deslocamento da frente ao nível do eixo em função da pressão de suporte (direita).....	72
Figura 2.16 -	deslocamentos aquando da rotura ($C/D = 1,0$)	72
Figura 2.17 -	evolução da pressão de suporte normalizada com o comprimento não revestido (comparação das respostas drenada e não drenada)	74

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.18 -	magnitude e direcção dos deslocamentos no maciço para $P/D = 0,0$ (análise não drenada).....	75
Figura 2.19 -	magnitude e direcção dos deslocamentos no maciço para $P/D = 0,1$ análise não drenada).....	75
Figura 2.20 -	magnitude e direcção dos deslocamentos no maciço para $P/D = 0,2$ (análise não drenada).....	76
Figura 2.21 -	magnitude e direcção dos deslocamentos no maciço para $P/D = 0,5$ (análise não drenada).....	76
Figura 2.22 -	magnitude e direcção dos deslocamentos no maciço para $P/D = 1,0$ (análise não drenada).....	76
Figura 2.23 -	magnitude e direcção dos deslocamentos no maciço para $P/D = 2,2$ (análise não drenada).....	76
Figura 2.24 -	magnitude e direcção dos deslocamentos no maciço para $P/D = 3,5$ (análise não drenada).....	77
Figura 2.25 -	magnitude e direcção dos deslocamentos no maciço para $P/D = 0,0$ (análise drenada).....	77
Figura 2.26 -	magnitude e direcção dos deslocamentos no maciço para $P/D = 0,1$ (análise drenada).....	77
Figura 2.27 -	magnitude e direcção dos deslocamentos no maciço para $P/D = 0,2$ análise drenada).....	77
Figura 2.28 -	magnitude e direcção dos deslocamentos no maciço para $P/D = 0,5$ (análise drenada).....	78
Figura 2.29 -	magnitude e direcção dos deslocamentos no maciço para $P/D = 1,0$ (análise drenada).....	78
Figura 2.30 -	magnitude e direcção dos deslocamentos no maciço para $P/D = 2,2$ (análise drenada).....	78
Figura 2.31 -	magnitude e direcção dos deslocamentos no maciço para $P/D = 3,5$ (análise drenada).....	78

Figura 2.32 -	efeito da variação do diâmetro de escavação sobre a estabilidade não drenada ($\gamma D/c_u = 1,6$).....	81
Figura 2.33 -	efeito da variação do diâmetro de escavação sobre a estabilidade não drenada ($\gamma D/c_u = 2,6$).....	81
Figura 2.34 -	efeito da variação do diâmetro de escavação sobre a estabilidade não drenada ($\gamma D/c_u = 3,6$).....	81
Figura 2.35 -	efeito da variação do parâmetro de resistência ($\gamma D/c_u$) sobre a estabilidade não drenada.....	82
Figura 2.36 -	efeito da variação do diâmetro de escavação sobre o número de estabilidade não drenada ($\gamma D/c_u = 1,6$, $\gamma D/c_u = 2,6$; $\gamma D/c_u = 3,6$).....	83
Figura 2.37 -	efeito da variação do diâmetro de escavação a estabilidade drenada, $(\sigma_s - \sigma_T)/\gamma D$ ($\gamma D/\sigma_c = 17,2$)	83
Figura 2.38 -	efeito da variação do diâmetro de escavação a estabilidade drenada, $(\sigma_s - \sigma_T)/\gamma D$ ($\gamma D/\sigma_c = 8,6$)	84

CAPÍTULO 3 - FRENTES DE ESCAVAÇÃO REFORÇADAS

Figura 3.1 -	reforço da frente de escavação associado ao pré-corte mecânico (adaptado de www.rocksoil.com , 28 Janeiro 2008).....	88
Figura 3.2 -	linha ferroviária “Direttissima” entre Roma e Florença (www.clfspa.it / inglese / referenzeeng.htm, 15 Maio 2006)	88
Figura 3.3 -	reforço da frente do Túnel de Tartaiguille (esquerda, www.rocksoil.com , 28 Janeiro 2008) e da Travessia Subterrânea de Toulon (www.paca.equipement.gouv.fr , 12 Setembro 2008)	89
Figura 3.4 -	reforço da frente do Túnel de Pianoro (esquerda) e San Vitale (www.rocksoil.com , 28 Janeiro 2008).....	90
Figura 3.5 -	execução das pregagens na frente durante a execução da estação de Faria Guimarães (túnel das salas técnicas)	90

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3.6 -	diferentes tipos de prego em fibra de vidro correntemente utilizados (www.sireg.it, 15 Setembro 2008)	91
Figura 3.7 -	armazenamento, montagem e prego já colocado (www.sireg.it, 15 Setembro 2008).....	92
Figura 3.8 -	marcação e perfuração da frente de escavação (www.sireg.it, 15 Setembro 2008).....	92
Figura 3.9 -	instalação dos pregos em fibra de vidro na frente de escavação (www.sireg.it, 15 Setembro 2008)	93
Figura 3.10 -	posicionamento dos transdutores no modelo reduzido (Al Hallak et al., 2001)	95
Figura 3.11 -	posicionamento das inclusões na frente de escavação (Ensaio III a VI)	96
Figura 3.12 -	mecanismo de rotura observado no ensaio III (esquerda) e comparação entre os mecanismos observados nos ensaios I e IV (Al Hallak et al., 2001)	98
Figura 3.13 -	valor óptimo do comprimento dos pregos	99
Figura 3.14 -	extrusão da frente em função da resistência ao arranque (Dias e Kastner, 2005)	102
Figura 3.15 -	extrusão da frente de escavação (Dias e Kastner, 2005)	103
Figura 3.16 -	esforços nos pregos em função da resistência da ancoragem (Dias e Kastner, 2005).....	103
Figura 3.17 -	distribuição dos esforços nos pregos para uma resistência ao arranque de 100 kN/m (Dias e Kastner, 2005)	104
Figura 3.18 -	evolução do deslocamento axial adiante da frente (Dias e Kastner, 2005).....	104
Figura 3.19 -	influência da rigidez dos elementos de reforço sobre a extrusão da frente (Dias e Kastner, 2005)	105
Figura 3.20 -	influência da rigidez dos elementos de reforço sobre o esforço axial instalado (Dias e Kastner, 2005).....	105
Figura 3.21 -	deslocamento axial em função da rigidez global (Dias e Kastner, 2005)	106
Figura 3.22 -	deslocamento radial em função da rigidez global (Dias e Kastner, 2005).....	106

Figura 3.23 -	comparação do cálculo 3D com modelação dos elementos de reforço com o método da coesão reforçada ($\sigma_0 = 0,8 \text{ MPa}$)	110
Figura 3.24 -	comparação do cálculo 3D com modelação dos elementos de reforço com o método da coesão reforçada ($\sigma_0 = 2,6 \text{ MPa}$)	110
Figura 3.25 -	comparação do cálculo 3D com modelação dos elementos de reforço com o método da pressão equivalente ($\sigma_0 = 0,8 \text{ MPa}$).....	111
Figura 3.26 -	comparação do cálculo 3D com modelação dos elementos de reforço com o método da pressão equivalente ($\sigma_{B_0} = 2,6 \text{ MPa}$).....	111
Figura 3.27 -	evolução do deslocamento axial adiante da frente ($\sigma_0 = 0,8 \text{ MPa}$).....	112
Figura 3.28 -	Convergência radial ($\sigma_0 = 0,8 \text{ MPa}$)	112
Figura 3.29 -	extrusão da frente ($\sigma_0 = 0,8 \text{ MPa}$)	112

CAPÍTULO 4 - MODELAÇÃO NUMÉRICA DE FRENTES DE ESCAVAÇÃO REFORÇADAS

Figura 4.1 -	secção do Túnel 4 (Túnel rodoviário – Porto, Costa, 2001).....	115
Figura 4.2 -	geometria e parâmetros de referência das análises efectuadas.....	116
Figura 4.3 -	localização dos pregos na frente de escavação.....	117
Figura 4.4 -	mancha plastificada e distribuição dos deslocamentos associadas ao cenário C1	118
Figura 4.5 -	mancha plastificada e distribuição dos deslocamentos associadas ao cenário C2	118
Figura 4.6 -	mancha plastificada e distribuição dos deslocamentos associadas ao cenário C3	119
Figura 4.7 -	mancha plastificada e distribuição dos deslocamentos associadas ao cenário C4	119
Figura 4.8 -	mancha plastificada e distribuição dos deslocamentos associadas ao cenário C5	120
Figura 4.9 -	variação dos deslocamentos no maciço em função do cenário adoptado.....	120
Figura 4.10 -	mancha plastificada e distribuição dos deslocamentos associadas ao cenário C6	121

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 4.11 -	variação dos deslocamentos no maciço em função do cenário adoptado (cenários C6 e C7).....	122
Figura 4.12 -	variação do deslocamento axial no eixo do túnel e do assentamento à superfície em função do número de elementos/passo de escavação	122
Figura 4.13 -	comparação entre a malha original (esquerda) e a malha alargada (direita)	123
Figura 4.14 -	variação do perfil vertical de extrusão (esquerda) e do perfil longitudinal de assentamentos à superfície em função da extensão transversal da malha	123
Figura 4.15 -	refinamento adoptado na periferia da escavação	124
Figura 4.16 -	avaliação do impacto do refinamento da malha na periferia da escavação sobre os deslocamentos na frente.....	124
Figura 4.17 -	evolução dos deslocamentos em função do critério de convergência ($c = 10$ kPa).....	125
Figura 4.18 -	evolução dos deslocamentos em função do critério de convergência ($c = 15$ kPa).....	126
Figura 4.19 -	malha de diferenças finitas optimizada, adoptada nos estudos paramétricos.....	126
Figura 4.20 -	evolução da zona plastificada na frente de escavação na direcção longitudinal (esquerda) e no plano transversal (direita).....	129
Figura 4.21 -	perfil vertical de extrusão.....	129
Figura 4.22 -	perfis transversais de assentamentos e deslocamentos horizontais aquando da passagem da frente de escavação.....	130
Figura 4.23 -	perfil longitudinal de assentamentos no eixo.....	130
Figura 4.24 -	perfis transversais de distorção angular e extensão horizontal à superfície aquando da passagem da frente de escavação.....	131
Figura 4.25 -	danos previstos à superfície, segundo Boscardin e Cording (1989), aquando da passagem da frente	132
Figura 4.26 -	danos previstos à superfície, segundo Boscardin e Cording (1989), no final da escavação.....	132
Figura 4.27 -	efeito do módulo de deformabilidade sobre os perfis verticais de extrusão	134

Figura 4.28 -	efeito do módulo de deformabilidade sobre os perfis transversais de assentamentos aquando da passagem da frente de escavação	134
Figura 4.29 -	efeito do módulo de deformabilidade sobre os perfis longitudinais de assentamentos	135
Figura 4.30 -	efeito do módulo de deformabilidade sobre os danos à superfície.....	136
Figura 4.31 -	efeito do coeficiente de impulso em repouso sobre a extensão da zona plastificada na frente de escavação na direcção longitudinal (esquerda) e no plano transversal (direita)	137
Figura 4.32 -	efeito do coeficiente de impulso em repouso sobre as trajectórias de tensão no coroamento	137
Figura 4.33 -	efeito do coeficiente de impulso em repouso sobre os perfis verticais de extrusão.....	137
Figura 4.34 -	efeito da propagação da plastificação sobre o valor médio da extrusão	138
Figura 4.35 -	efeito do coeficiente de impulso em repouso sobre os perfis transversais de assentamentos aquando da passagem da frente de escavação	139
Figura 4.36 -	efeito do coeficiente de impulso em repouso sobre os perfis longitudinais de assentamentos	139
Figura 4.37 -	efeito da propagação da plastificação sobre o volume da bacia de assentamentos	140
Figura 4.38 -	efeito do coeficiente de impulso em repouso sobre os danos à superfície.....	140
Figura 4.39 -	efeito do valor do ângulo de atrito sobre a extensão da zona plastificada na frente de escavação na direcção longitudinal (esquerda) e no plano transversal (direita).....	141
Figura 4.40 -	efeito do valor do ângulo de atrito sobre as trajectórias de tensão no coroamento.....	141
Figura 4.41 -	efeito do valor do ângulo de atrito sobre os perfis verticais de extrusão	142
Figura 4.42 -	efeito do valor do ângulo de atrito sobre os perfis transversais de assentamentos aquando da passagem da frente de escavação.....	142
Figura 4.43 -	efeito do valor do ângulo de atrito sobre os perfis longitudinais de assentamentos.....	143
Figura 4.44 -	efeito do valor do ângulo de atrito sobre os danos à superfície.....	143

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 4.45 -	efeito do valor da coesão sobre a extensão da zona plastificada na frente de escavação na direcção longitudinal (esquerda) e no plano transversal (direita) ...	144
Figura 4.46 -	efeito da coesão efectiva sobre os perfis verticais de extrusão	144
Figura 4.47 -	efeito do valor da coesão sobre os perfis transversais de assentamentos aquando da passagem da frente de escavação.....	145
Figura 4.48 -	efeito do valor da coesão sobre os perfis longitudinais de assentamentos	145
Figura 4.49 -	efeito do valor da coesão sobre os danos à superfície	146
Figura 4.50 -	efeito da relação ψ / ϕ sobre a extensão da zona plastificada na frente de escavação na direcção longitudinal (esquerda) e no plano transversal (direita) ...	146
Figura 4.51 -	efeito da relação ψ / ϕ sobre as trajectórias de tensão no coroamento.....	147
Figura 4.52 -	efeito da relação ψ / ϕ sobre os perfis verticais de extrusão	147
Figura 4.53 -	efeito da relação ψ / ϕ sobre os perfis transversais de assentamentos aquando da passagem da frente de escavação.....	148
Figura 4.54 -	efeito da relação ψ / ϕ sobre os perfis longitudinais de assentamentos	148
Figura 4.55 -	efeito da relação ψ / ϕ sobre os danos à superfície	148
Figura 4.56 -	efeito do reforço da frente sobre a propagação da mancha plastificada na direcção longitudinal (esquerda) e no plano transversal (direita).....	150
Figura 4.57 -	efeito do reforço da frente sobre as trajectórias de tensão no coroamento e no hasteal	150
Figura 4.58 -	efeito do reforço da frente sobre o perfil vertical de extrusão	150
Figura 4.59 -	efeito do reforço da frente sobre os perfis transversais de assentos e deslocamentos horizontais aquando da passagem da frente de escavação.....	151
Figura 4.60 -	efeito do reforço da frente sobre os perfis longitudinais de assentamentos	151
Figura 4.61 -	efeito do reforço da frente sobre os perfis transversais de distorção angular e extensão horizontal à superfície aquando da passagem da frente de escavação	152

Figura 4.62 -	efeito do reforço da frente sobre os danos previstos, segundo Boscardin e Cording (1989), aquando da passagem da frente (esquerda) e no final da escavação (direita)	153
Figura 4.63 -	magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente de escavação.....	153
Figura 4.64 -	evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego mais esforçado” e do “prego médio”	154

CAPÍTULO 5 - ANÁLISES PARAMÉTRICAS

Figura 5.1 -	efeito do reforço sobre o desenvolvimento da mancha plastificada longitudinal, em função do parâmetro C/D	158
Figura 5.2 -	efeito do reforço sobre o desenvolvimento da mancha plastificada transversal, em função do parâmetro C/D	158
Figura 5.3 -	variações observadas no perfil vertical de extrusão para os diferentes valores do parâmetro C/D	159
Figura 5.4 -	variações observadas no perfil transversal de assentamentos para os diferentes valores do parâmetro C/D.....	160
Figura 5.5 -	efeito do reforço sobre o desenvolvimento da mancha plastificada longitudinal, em função do parâmetro P/D.....	161
Figura 5.6 -	efeito do reforço sobre o desenvolvimento da mancha plastificada transversal, em função do parâmetro P/D.....	161
Figura 5.7 -	variações observadas no perfil vertical de extrusão para os diferentes valores do parâmetro P/D.....	162
Figura 5.8 -	variações observadas no perfil transversal de assentamentos para os diferentes valores do parâmetro P/D.....	163
Figura 5.9 -	exemplo de esquema de substituição em “ciclo curto”	164
Figura 5.10 -	variações observadas no perfil vertical de extrusão em função do comprimento das pregagens	164

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 5.11 -	variações observadas no perfil transversal de assentamentos em função do comprimento das pregagens	165
Figura 5.12 -	efeito do comprimento dos pregos sobre a extensão da mancha plastificada longitudinal (esquerda) e transversal (direita)	165
Figura 5.13 -	evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do prego mais esforçado em função do comprimento do reforço	166
Figura 5.14 -	evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do prego médio em função do comprimento do reforço	166
Figura 5.15 -	evolução da eficiência do reforço (esquerda) e das forças mobilizadas (direita) em função do comprimento dos elementos de reforço	167
Figura 5.16 -	variações observadas no perfil vertical de extrusão em função da resistência ao arranque mobilizável na interface.....	168
Figura 5.17 -	variações observadas no perfil transversal de assentamentos em função da resistência ao arranque mobilizável na interface	169
Figura 5.18 -	evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do prego mais esforçado em função da resistência ao arranque mobilizável na interface	169
Figura 5.19 -	evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do prego médio em função da resistência ao arranque mobilizável na interface	170
Figura 5.20 -	evolução da eficiência do reforço (esquerda) e das forças mobilizadas (direita) em função da resistência ao arranque mobilizável na interface	170
Figura 5.21 -	variações observadas no perfil vertical de extrusão em função da rigidez da interface	171
Figura 5.22 -	variações observadas no perfil transversal de assentamentos em função da rigidez da interface	172
Figura 5.23 -	evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do prego médio em função da rigidez da interface	172
Figura 5.24 -	evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do prego mais esforçado em função da rigidez da interface	172

Figura 5.25 -	densidades de pregagem analisadas	174
Figura 5.26 -	efeito do parâmetro RAR sobre o perfil vertical de extrusão (0,5 pregos/m ²)	174
Figura 5.27 -	efeito do parâmetro RAR sobre o perfil vertical de extrusão (1,0 pregos/m ²)	175
Figura 5.28 -	efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de assentos e deslocamentos horizontais aquando da passagem da frente de escavação (0,5 pregos/m ²)	175
Figura 5.29 -	efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de assentos e deslocamentos horizontais aquando da passagem da frente de escavação (reforçado com 1,0 pregos/m ²)	176
Figura 5.30 -	efeito do parâmetro RAR sobre os parâmetros que definem o perfil transversal de assentamentos	177
Figura 5.31 -	efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de distorção angular e extensão horizontal à superfície aquando da passagem da frente de escavação (0,5 pregos/m ²)	177
Figura 5.32 -	efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de distorção angular e extensão horizontal à superfície aquando da passagem da frente de escavação (1,0 pregos/m ²)	178
Figura 5.33 -	efeito do RAR sobre os danos previstos, segundo Boscardin e Cording (1989), aquando da passagem da frente (esquerda) e no final da escavação (direita) – 0,5 pregos/m ²	178
Figura 5.34 -	efeito do RAR sobre os danos previstos, segundo Boscardin e Cording (1989), aquando da passagem da frente (esquerda) e no final da escavação (direita) – 1,0 pregos/m ²	178
Figura 5.35 -	evolução dos parâmetros normalizados extrusão média e volume 3D da bacia de subsidência para valores crescentes de RAR	179
Figura 5.36 -	evolução da zona plastificada na frente de escavação (corte longitudinal) em função do RAR utilizado (0,5 pregos/m ²)	180

Figura 5.37 -	evolução da zona plastificada na frente de escavação (corte longitudinal) em função do RAR utilizado ($1,0 \text{ pregos/m}^2$).....	180
Figura 5.38 -	efeito do parâmetro RAR sobre as trajectórias de tensão no coroamento e no hasteal ($0,5 \text{ pregos/m}^2$)	181
Figura 5.39 -	efeito do parâmetro RAR sobre as trajectórias de tensão no coroamento e no hasteal ($1,0 \text{ pregos/m}^2$)	181
Figura 5.40 -	evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego mais esforçado” em função da RAR ($0,5 \text{ pregos/m}^2$)	182
Figura 5.41 -	evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego médio” em função da RAR ($0,5 \text{ pregos/m}^2$)	182
Figura 5.42 -	evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego mais esforçado” em função da RAR ($1,0 \text{ pregos/m}^2$)	182
Figura 5.43 -	evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego médio” em função da RAR efeito ($1,0 \text{ pregos/m}^2$).....	182
Figura 5.44 -	evolução do valor da força máxima e do valor da força média para valores crescentes de RAR.....	183
Figura 5.45 -	magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente de escavação (42 pregos B48, RAR = 0,190).....	184
Figura 5.46 -	magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente de escavação (42 pregos ES180, RAR = 0,712)	184
Figura 5.47 -	magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente de escavação (84 pregos B48, RAR = 0,379).....	185
Figura 5.48 -	magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente de escavação (84 pregos ES180, RAR = 1,423)	185
Figura 5.49 -	evolução da zona plastificada na frente de escavação (corte longitudinal) em função do RAR utilizado ($E_s^{\text{int}} = 25 \text{ MPa}$)	187
Figura 5.50 -	efeito do parâmetro RAR sobre as trajectórias de tensão no coroamento e no hasteal ($E_s^{\text{int}} = 25 \text{ MPa}$).....	187

Figura 5.51 -	efeito do parâmetro RAR sobre o perfil vertical de extrusão ($E_s^{int} = 25 \text{ MPa}$).....	188
Figura 5.52 -	efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de assentamentos e deslocamentos horizontais aquando da passagem da frente de escavação ($E_s^{int} = 25 \text{ MPa}$)	188
Figura 5.53 -	evolução dos parâmetros normalizados extrusão média e volume 3D da bacia de subsidência para valores crescentes de RAR ($E_s^{int} = 25 \text{ MPa}$)	189
Figura 5.54 -	efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de distorção angular e extensão horizontal à superfície aquando da passagem da frente de escavação ($E_s^{int} = 25 \text{ MPa}$)	189
Figura 5.55 -	efeito do RAR sobre os danos previstos, segundo Boscardin e Cording (1989), aquando da passagem da frente (esquerda) e no final da escavação (direita) – $E_s^{int} = 25 \text{ MPa}$	190
Figura 5.56 -	magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente de escavação ($E_s^{int} = 25 \text{ MPa}$, RAR = 0,379)	190
Figura 5.57 -	magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente de escavação ($E_s^{int} = 25 \text{ MPa}$, RAR = 1,423)	191
Figura 5.58 -	evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego mais esforçado” em função da RAR ($E_s^{int} = 25 \text{ MPa}$).....	191
Figura 5.59 -	evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego médio” em função da RAR ($E_s^{int} = 25 \text{ MPa}$).....	192
Figura 5.60 -	evolução da zona plastificada na frente de escavação (corte longitudinal) em função do RAR utilizado ($E_s^{int} = 150 \text{ MPa}$)	192
Figura 5.61 -	efeito da RAR sobre as trajectórias de tensão no coroamento e no hasteal ($E_s^{int} = 150 \text{ MPa}$)	193
Figura 5.62 -	efeito do parâmetro RAR sobre o perfil vertical de extrusão ($E_s^{int} = 150 \text{ MPa}$)....	193
Figura 5.63 -	efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de assentos e deslocamentos horizontais aquando da passagem da frente de escavação ($E_s^{int} = 150 \text{ MPa}$)	193

Figura 5.64 -	evolução dos parâmetros normalizados extrusão média e volume 3D da bacia de subsidência para valores crescentes de RAR ($E_s^{int} = 150$ MPa).....	194
Figura 5.65 -	magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente de escavação ($E_s^{int} = 150$ MPa, RAR = 0,063).....	195
Figura 5.66 -	magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente de escavação ($E_s^{int} = 150$ MPa, RAR = 0,237).....	195
Figura 5.67 -	evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego mais esforçado” em função da RAR ($E_s^{int} = 150$ MPa)	196
Figura 5.68 -	evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego médio” em função da RAR ($E_s^{int} = 150$ MPa).....	196
Figura 5.69 -	evolução da zona plastificada na frente de escavação (corte longitudinal) em função do RAR utilizado ($K_0 = 0,70$).....	197
Figura 5.70 -	efeito do parâmetro RAR sobre as trajectórias de tensão no coroamento e no hasteal ($K_0 = 0,70$).....	197
Figura 5.71 -	efeito do parâmetro RAR sobre o perfil vertical de extrusão ($K_0 = 0,70$)	198
Figura 5.72 -	efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de assentos e deslocamentos horizontais aquando da passagem da frente de escavação ($K_0 = 0,70$)	198
Figura 5.73 -	evolução dos parâmetros normalizados extrusão média e volume 3D da bacia de subsidência para valores crescentes de RAR ($K_0 = 0,70$)	199
Figura 5.74 -	efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de distorção angular e extensão horizontal à superfície aquando da passagem da frente de escavação ($K_0 = 0,70$).....	199
Figura 5.75 -	efeito do RAR sobre os danos previstos, segundo Boscardin e Cording (1989), aquando da passagem da frente (esquerda) e no final da escavação (direita) – $K_0 = 0,70$	200
Figura 5.76 -	magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente ($K_0 = 0,70$, RAR = 0,190).....	200

Figura 5.77 -	magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente ($K_0 = 0,70$, $RAR = 0,712$).....	201
Figura 5.78 -	evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego mais esforçado” em função da RAR ($K_0 = 0,70$).....	201
Figura 5.79 -	evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego médio” em função da RAR ($K_0 = 0,70$)	201
Figura 5.80 -	evolução da zona plastificada na frente de escavação (corte longitudinal) em função do RAR utilizado ($K_0 = 0,55$).....	202
Figura 5.81 -	efeito do parâmetro RAR sobre as trajetórias de tensão no coroamento e no hasteal ($K_0 = 0,55$)	202
Figura 5.82 -	efeito do parâmetro RAR sobre o perfil vertical de extrusão ($K_0 = 0,55$)	203
Figura 5.83 -	efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de assentos e deslocamentos horizontais aquando da passagem da frente de escavação ($K_0 = 0,55$).....	203
Figura 5.84 -	evolução dos parâmetros normalizados extrusão média e volume 3D da bacia de subsidência para valores crescentes de RAR ($K_0 = 0,55$)	204
Figura 5.85 -	efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de distorção angular e extensão horizontal à superfície aquando da passagem da frente de escavação ($K_0 = 0,55$).....	204
Figura 5.86 -	efeito do RAR sobre os danos previstos, segundo Boscardin e Cording (1989), aquando da passagem da frente (esquerda) e no final da escavação (direita) – $K_0 = 0,55$	205
Figura 5.87 -	magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente ($K_0 = 0,55$, $RAR = 0,190$).....	205
Figura 5.88 -	magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente ($K_0 = 0,55$, $RAR = 0,712$).....	206
Figura 5.89 -	evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego mais esforçado” em função da RAR ($K_0 = 0,55$).....	206
Figura 5.90 -	evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego médio” em função da RAR ($K_0 = 0,55$)	206

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 5.91 -	evolução da zona plastificada na frente de escavação (corte longitudinal) em função do RAR utilizado ($K_0 = 0,40$)	207
Figura 5.92 -	efeito do parâmetro RAR sobre as trajectórias de tensão no coroamento e no hasteal ($K_0 = 0,40$)	207
Figura 5.93 -	efeito do parâmetro RAR sobre o perfil vertical de extrusão ($K_0 = 0,40$)	208
Figura 5.94 -	efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de assentos e deslocamentos horizontais aquando da passagem da frente de escavação ($K_0 = 0,40$)	208
Figura 5.95 -	evolução dos parâmetros normalizados extrusão média e volume 3D da bacia de subsidência para valores crescentes de RAR ($K_0 = 0,40$)	209
Figura 5.96 -	efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de distorção angular e extensão horizontal à superfície aquando da passagem da frente de escavação ($K_0 = 0,40$)	209
Figura 5.97 -	efeito do RAR sobre os danos previstos, segundo Boscardin e Cording (1989), aquando da passagem da frente (esquerda) e no final da escavação (direita) – $K_0 = 0,40$	210
Figura 5.98 -	magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente ($K_0 = 0,40$, RAR = 0,190)	210
Figura 5.99 -	magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente ($K_0 = 0,40$, RAR = 0,712)	211
Figura 5.100 -	evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego mais esforçado” em função da RAR ($K_0 = 0,40$)	211
Figura 5.101 -	evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego médio” em função da RAR ($K_0 = 0,40$)	211
Figura 5.102 -	evolução da zona plastificada na frente de escavação (corte longitudinal) em função do RAR utilizado ($c = 25$ kPa)	212
Figura 5.103 -	efeito do parâmetro RAR sobre as trajectórias de tensão no coroamento e no hasteal ($c = 25$ kPa)	213
Figura 5.104 -	efeito do parâmetro RAR sobre o perfil vertical de extrusão ($c = 25$ kPa)	213

Figura 5.105 -	efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de assentos e deslocamentos horizontais aquando da passagem da frente de escavação ($c = 25$ kPa).....	214
Figura 5.106 -	evolução dos parâmetros normalizados extrusão média e volume 3D da bacia de subsidência para valores crescentes de RAR ($c = 25$ kPa)	215
Figura 5.107 -	efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de distorção angular e extensão horizontal à superfície aquando da passagem da frente de escavação ($c = 25$ kPa)	215
Figura 5.108 -	efeito do RAR sobre os danos previstos, segundo Boscardin e Cording (1989), aquando da passagem da frente (esquerda) e no final da escavação (direita) – $c = 25$ kPa	215
Figura 5.109 -	magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente ($c = 25$ kPa, $RAR = 0,190$).....	216
Figura 5.110 -	magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente ($c = 25$ kPa, $RAR = 0,712$).....	216
Figura 5.111 -	evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego mais esforçado” em função da RAR ($c = 25$ kPa)	217
Figura 5.112 -	evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego médio” em função da RAR ($c = 25$ kPa)	217
Figura 5.113 -	evolução da zona plastificada na frente de escavação (corte longitudinal) em função do utilizado ($\phi = 30^\circ$).....	218
Figura 5.114 -	efeito do parâmetro RAR sobre as trajectórias de tensão no coroamento e no hasteal ($\phi = 30^\circ$)	218
Figura 5.115 -	efeito do parâmetro RAR sobre o perfil vertical de extrusão ($\phi = 30^\circ$).....	219
Figura 5.116 -	efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de assentos e deslocamentos horizontais aquando da passagem da frente de escavação ($\phi = 30^\circ$)	219
Figura 5.117 -	evolução dos parâmetros normalizados extrusão média e volume 3D da bacia de subsidência para valores crescentes de RAR ($\phi = 30^\circ$).....	220

Figura 5.118 -	efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de distorção angular e extensão horizontal à superfície aquando da passagem da frente de escavação ($\phi = 30^\circ$)	220
Figura 5.119 -	efeito do RAR sobre os danos previstos, segundo Boscardin e Cording (1989), aquando da passagem da frente (esquerda) e no final da escavação (direita) – $\phi = 30^\circ$	221
Figura 5.120 -	magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente de escavação ($\phi = 30^\circ$, RAR = 0,190).....	221
Figura 5.121 -	magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente de escavação ($\phi = 30^\circ$, RAR = 0,712).....	222
Figura 5.122 -	evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego mais esforçado” em função da RAR ($\phi = 30^\circ$).....	222
Figura 5.123 -	evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego médio” em função da RAR ($\phi = 30^\circ$).....	222
Figura 5.124 -	evolução da zona plastificada na frente de escavação (corte longitudinal) em função do RAR utilizado ($\phi = 38^\circ$)	223
Figura 5.125 -	efeito do parâmetro RAR sobre as trajectórias de tensão no coroamento e no hasteal ($\phi = 38^\circ$)	223
Figura 5.126 -	efeito do parâmetro RAR sobre o perfil vertical de extrusão ($\phi = 38^\circ$).....	224
Figura 5.127 -	efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de assentos e deslocamentos horizontais aquando da passagem da frente de escavação ($\phi = 38^\circ$)	224
Figura 5.128 -	evolução dos parâmetros normalizados extrusão média e volume 3D da bacia de subsidência para valores crescentes de RAR ($\phi = 38^\circ$).....	225
Figura 5.129 -	efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de distorção angular e extensão horizontal à superfície aquando da passagem da frente de escavação ($\phi = 38^\circ$)	225

Figura 5.130 -	efeito do RAR sobre os danos previstos, segundo Boscardin e Cording (1989), aquando da passagem da frente (esquerda) e no final da escavação (direita) – $\phi = 38^\circ$	226
Figura 5.131 -	magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente de escavação ($\phi = 38^\circ$, RAR = 0,190).....	226
Figura 5.132 -	magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente de escavação ($\phi = 38^\circ$, RAR = 0,712).....	227
Figura 5.133 -	evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego mais esforçado” em função da RAR ($\phi = 38^\circ$).....	227
Figura 5.134 -	evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego médio” em função da RAR ($\phi = 38^\circ$).....	227
Figura 5.135 -	localização na frente de escavação dos pregos retirados	228
Figura 5.136 -	efeito da retirada dos pregos periféricos sobre o perfil vertical de extrusão (“cenário base”)	229
Figura 5.137 -	efeito da retirada dos pregos periféricos sobre a distribuição da força ao longo do elemento de reforço (“cenário base”)	229
Figura 5.138 -	efeito da retirada dos pregos periféricos sobre o perfil vertical de extrusão (E_s^{int} variável)	230
Figura 5.139 -	efeito da retirada dos pregos periféricos sobre a distribuição da força ao longo do elemento de reforço (E_s^{int} variável)	231
Figura 5.140 -	efeito da retirada dos pregos periféricos sobre o perfil vertical de extrusão (K_0 variável)	232
Figura 5.141 -	efeito da retirada dos pregos periféricos sobre a distribuição da força ao longo do elemento de reforço (K_0 variável)	233
Figura 5.142 -	efeito da retirada dos pregos periféricos sobre o perfil vertical de extrusão (resistência ao corte variável).....	234
Figura 5.143 -	efeito da retirada dos pregos periféricos sobre a distribuição da força ao longo do elemento de reforço (resistência ao corte variável).....	235

Figura 5.144 - evolução do desempenho do reforço da frente de escavação com os parâmetros resistentes.....	238
---	-----

CAPÍTULO 6 - PROPOSTA DE MÉTODO DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO BASEADO NO CONCEITO DE CONVERGÊNCIA-CONFINAMENTO. DESENVOLVIMENTO E APLICAÇÃO

Figura 6.1 - curva característica do solo obtida com base na análise simplificada (cenário base).....	241
Figura 6.2 - curvas características determinadas a partir do faseamento construtivo real (cenário base).....	241
Figura 6.3 - comparação entre as duas abordagens de determinação da pressão equivalente.....	242
Figura 6.4 - carregamento equivalente dos sistemas de reforço analisados	243
Figura 6.5 - curva de carregamento adoptada.....	244
Figura 6.6 - enquadramento dos resultados de Dias (1999) na curva de carregamento dos elementos de reforço	245
Figura 6.7 - curva de carregamento (cenário base) em função da extrusão média normalizada	246
Figura 6.8 - curvas de carregamento obtidas para todos os cenários avaliados	247
Figura 6.9 - efeito do parâmetro K_0 sobre a curva de carregamento.....	247
Figura 6.10 - evolução do valor da ordenada na origem da curva de carregamento com a tangente do ângulo de atrito (c' constante)	248
Figura 6.11 - evolução do valor da ordenada na origem da curva de carregamento com a coesão (ϕ' constante)	248
Figura 6.12 - evolução do valor da ordenada na origem da curva de carregamento com o parâmetro adimensional $\tan \phi' + k c' / \sigma'_{v0}$	249
Figura 6.13 - pré-dimensionamento pelo método da convergência – confinamento (cenário base).....	252

Figura 6.14 - pré-dimensionamento pelo método da convergência – confinamento ($E_s^{int} = 25$ MPa)	252
Figura 6.15 - pré-dimensionamento pelo método da convergência – confinamento ($E_s^{int} = 150$ MPa)	252
Figura 6.16 - pré-dimensionamento pelo método da convergência – confinamento ($K_0 = 0,70$)	253
Figura 6.17 - pré-dimensionamento pelo método da convergência – confinamento ($K_0 = 0,55$)	253
Figura 6.18 - pré-dimensionamento pelo método da convergência – confinamento ($K_0 = 0,40$)	253
Figura 6.19 - pré-dimensionamento pelo método da convergência – confinamento ($\phi' = 30^\circ$) .	254
Figura 6.20 - pré-dimensionamento pelo método da convergência – confinamento ($\phi' = 38^\circ$) .	254
Figura 6.21 - pré-dimensionamento pelo método da convergência – confinamento ($c' = 25$ kPa).....	254
Figura 6.22 - localização em planta da travessia subterrânea de Toulon e vista aérea da zona afectada	257
Figura 6.23 - planta da cidade de Toulon com a travessia subterrânea e perfil longitudinal (Dias, 1999)	257
Figura 6.24 - perfil geológico e disposição dos pregos na frente de escavação (Dias, 1999)	258
Figura 6.25 - método da convergência – confinamento aplicado ao reforço da frente de escavação (Travessia Subterrânea de Toulon).....	259

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 1 - ESTABILIDADE DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO. ESTADO DA ARTE

Quadro 1.1 - critério de estabilidade para argilas (Peck, 1969)	8
Quadro 1.2 - resultados dos ensaios realizados por Casarin e Mair (1981)	9
Quadro 1.3 - pressões de suporte na rotura de um túnel totalmente revestido (Chambon e Corté, 1989, 1990).....	16
Quadro 1.4 - pressão de suporte mínima obtida em função do comprimento não revestido (Chambon et al., 1991).....	17
Quadro 1.5 - limites inferior e superior de $(\sigma_S - \sigma_T)/c_{u0}$ para um túnel circular (Sloan e Assadi, 1993).....	24
Quadro 1.6 - limites de estabilidade para um túnel de secção quadrada (Assadi e Sloan, 1991).....	27
Quadro 1.7 - limites de estabilidade de uma frente plana (Augarde et al., 2003)	32
Quadro 1.8 - limites inferiores dos parâmetros de carga N_S e N_γ (Leca e Dormieux, 1990).....	43
Quadro 1.9 - valores de C/D para os quais ocorre a troca entre o campo cilíndrico e o esférico.....	45
Quadro 1.10 - comparação entre as pressões previstas e medidas na rotura para um túnel com $D = 4m$ (Leca e Dormieux, 1990)	46
Quadro 1.11 - limites superiores obtidos com recurso ao LIM1 e comparação com resultados experimentais publicados (Antão, 1997)	46
Quadro 1.12 - resultados da análise de percolação (Lee e Nam, 2001).....	51

CAPÍTULO 2 - ESTABILIDADE DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO. ANÁLISES NUMÉRICAS PRELIMINARES

Quadro 2.1 - análises realizadas para avaliar o efeito do diâmetro sobre a estabilidade drenada.....80

Quadro 2.2 - análises realizadas para avaliar o efeito do diâmetro sobre a estabilidade não drenada.....80

CAPÍTULO 3 - FRENTES DE ESCAVAÇÃO REFORÇADAS

Quadro 3.1 - exemplos de obras com reforço da frente de escavação com recurso a inclusões frontais (adaptado de Trompille, 2003; *www.rocksoil.com, 28 Janeiro 2008)89

Quadro 3.2 - parâmetros caracterizadores dos elementos de reforço da frente de algumas obras de grande porte (Al Hallak et al., 2001).....93

Quadro 3.3 - descrição dos ensaios realizados no LCPC (Al Hallak et al., 2001)97

Quadro 3.4 - características médias do maciço analisado (Dias, 1999) 101

Quadro 3.5 - caracterização paramétrica das inclusões em fibra de vidro utilizadas na Travessia Subterrânea de Toulon (Jassionnesse, 1998)..... 102

Quadro 3.6 - parâmetros dos métodos simplificados (frente reforçada com 52 pregos) 111

Quadro 3.7 - comparação entre as forças equivalentes (2D) e os esforços realmente mobilizados (3D)..... 113

CAPÍTULO 4 - MODELAÇÃO NUMÉRICA DE FRENTES DE ESCAVAÇÃO REFORÇADAS

Quadro 4.1 - malhas inicialmente avaliadas para optimização dos cálculos 118

Quadro 4.2 - malhas adoptadas para avaliar o refinamento longitudinal não uniforme..... 119

Quadro 4.3 - cenário para avaliação da influência do critério de convergência sobre a qualidade dos resultados..... 121

Quadro 4.4 - malhas utilizadas na confirmação da otimização do cálculo.....	121
Quadro 4.5 - cenários avaliados	133
Quadro 4.6 - efeito do módulo de deformabilidade sobre os parâmetros numéricos dos perfis à superfície	135
Quadro 4.7 - efeito do coeficiente de impulso em repouso sobre os parâmetros numéricos dos perfis à superfície	139
Quadro 4.8 - efeito do valor do ângulo de atrito sobre os parâmetros numéricos dos perfis à superfície	143
Quadro 4.9 - efeito do valor da coesão sobre os parâmetros numéricos dos perfis à superfície	145
Quadro 4.10 - efeito da dilatação sobre parâmetros numéricos dos perfis à superfície	148
Quadro 4.11 - efeito do reforço da frente sobre parâmetros numéricos dos perfis à superfície ...	152

CAPÍTULO 5 - ANÁLISES PARAMÉTRICAS

Quadro 5.1 - sistemas de reforço avaliados (elementos estruturais Durglass FL da empresa sireg).....	173
Quadro 5.2 - efeito do parâmetro RAR sobre os parâmetros que definem o perfil transversal de assentamentos	176
Quadro 5.3 - sistemas de reforço avaliados (elementos estruturais Durglass FL da empresa sireg).....	186
Quadro 5.4 - efeito do parâmetro RAR sobre os parâmetros que definem o perfil transversal de assentamentos	188
Quadro 5.5 - sistemas de reforço avaliados (elementos estruturais Durglass FL da empresa sireg).....	196
Quadro 5.6 - efeito do parâmetro RAR sobre os parâmetros que definem o perfil transversal de assentamentos	199
Quadro 5.7 - efeito do parâmetro RAR sobre os parâmetros que definem o perfil transversal de assentamentos	203

Quadro 5.8 - efeito do parâmetro RAR sobre os parâmetros que definem o perfil transversal de assentamentos	208
Quadro 5.9 - sistemas de reforço avaliados (elementos estruturais Durglass FL da empresa sireg).....	212
Quadro 5.10 - efeito do parâmetro RAR sobre os parâmetros que definem o perfil transversal de assentamentos	214
Quadro 5.11 - sistemas de reforço avaliados (elementos estruturais Durglass FL da empresa sireg).....	217
Quadro 5.12 - efeito do parâmetro RAR sobre os parâmetros que definem o perfil transversal de assentamentos	220
Quadro 5.13 - efeito do parâmetro RAR sobre os parâmetros que definem o perfil transversal de assentamentos	224
Quadro 5.14 - efeito dos parâmetros resistentes sobre o desempenho do reforço da frente de escavação.....	237
 CAPÍTULO 6 - PROPOSTA DE MÉTODO DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO BASEADO NO CONCEITO DE CONVERGÊNCIA-CONFINAMENTO. DESENVOLVIMENTO E APLICAÇÃO	
Quadro 6.1 - parâmetros geotécnicos associados às duas curvas em análise	245
Quadro 6.2 - variação dos parâmetros geotécnicos avaliados.....	246
Quadro 6.3 - curvas de confinamento determinadas para os diversos cenários analisados .	251
Quadro 6.4 - comparação entre a proposta de pré-dimensionamento e os resultados numéricos	255
Quadro 6.5 - curva de confinamento resultante do pré-dimensionamento do reforço da Travessia Subterrânea de Toulon	258
Quadro 6.6 - comparação entre a proposta de pré-dimensionamento e os resultados numéricos (Travessia Subterrânea de Toulon)	259

SIMBOLOGIA

Alfabeto latino

A	– mecanismo 3D de Casarin e Mair (1981);
A_p	– secção individual dos pregos;
A_{st}	– secção da frente de escavação;
B	– mecanismo 2D de Casarin e Mair (1981); – comprimento do lado do túnel de secção quadrada; – largura do modelo centrifugado;
C	– espessura do recobrimento do túnel;
c	– coesão;
c'	– coesão efectiva;
c_r	– coesão reforçada calculada a partir das características resistentes dos pregos (Grasso et al.);
c_u	– resistência não drenada;
c_{u0}	– resistência não drenada à superfície do terreno;
C_w	– altura da água acima do túnel;
D	– diâmetro da secção transversal de um túnel circular; – diâmetro de um círculo de área igual a da secção transversal do túnel;
d	– diâmetro do prego, incluindo a calda de selagem;
D_{50}	– diâmetro médio das partículas;
D_e	– diâmetro equivalente do prego;

SIMBOLOGIA

E	<ul style="list-style-type: none">– módulo de deformabilidade;– módulo de elasticidade (módulo de Young);
E_s^{int}	– módulo de deformabilidade da camada intermédia (envolvente do túnel) do maciço;
E_p	– módulo de elasticidade dos pregos;
E_s	– módulo de deformabilidade do maciço;
F	– força mobilizada ao longo do prego [F];
F_0, F_1, F_2 e F_3	– coeficientes adimensionais do modelo de Anagnostou e Kovári com percolação;
F_a	– força axial total instalada num prego [F];
F_{max}	– força total mobilizada no prego mais esforçado [F];
F_{med}	– valor médio das forças totais mobilizadas em todos os pregos [F];
f_p	– parâmetro que relaciona o tipo de interface com a mobilização do atrito - aderência ao longo da interface;
f_s	– factor de eficiência de Barley e Graham;
g	– aceleração da gravidade;
G	– módulo de distorção da calda;
H	<ul style="list-style-type: none">– profundidade do eixo do túnel;– altura do modelo centrifugado;
h_0	<ul style="list-style-type: none">– diferença de cota entre o nível freático e a soleira do túnel;– carga hidráulica inicial;
H_w	– diferença de cota entre o coroamento do túnel e o nível freático;
I_p	– índice de plasticidade;
i_x	– distância do ponto de inflexão da curva de Gauss invertida (perfil transversal de assentamentos) ao eixo de simetria do túnel;
i_y	– desvio padrão da variável aleatória y ;
liv	

k	<ul style="list-style-type: none"> – razão entre a distância do ponto de inflexão da curva de Gauss ao eixo de simetria e a profundidade do eixo do túnel; – constante de ajuste da curva de carregamento dos pregos;
K_0	– coeficiente de impulso de repouso;
K_a	– coeficiente de impulso activo de Rankine;
k_c	<ul style="list-style-type: none"> – rigidez ao corte da ligação elemento de reforço/maciço; – rigidez ao corte da calda;
k_h	– coeficiente de permeabilidade horizontal;
K_p	– coeficiente de impulso passivo de Rankine;
k_v	– coeficiente de permeabilidade vertical;
l	– comprimento total do prego;
L	– comprimento do modelo centrífugo;
l_a	– comprimento de ancoragem do prego;
$M_\gamma(v)$, $M_S(v)$ e $M_C(v)$	– parâmetros de carga associados ao mecanismo v (Subrin e Wong, 2002);
N	– número de estabilidade;
n	– número de pregos;
nc	– normalmente consolidado;
N_C , N_S , N_γ	– parâmetros de carga da solução de limite superior de Soubra (2000);
ng	– valor da aceleração centrífuga;
nr	– não reforçado;
N_S^- , N_γ^-	– limites inferiores dos parâmetros de carga da solução inicialmente proposta por Leca e Panet (1988);
N_S^+ , N_γ^+	– limites superiores dos parâmetros de carga resultantes da optimização da condição de equilíbrio de Leca e Dormieux (1990);

SIMBOLOGIA

oc	– sobreconsolidado;
OCR	– grau de sobreconsolidação do solo;
P	– distância à frente de escavação do túnel a que é colocado o suporte (comprimento não revestido);
p'	– $(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$;
P_r	– pressão equivalente calculada a partir das características resistentes dos pregos (Peila et al.);
P_{eq}	– pressão equivalente mobilizada pelo sistema de reforço;
P_{eq}^*	– pressão equivalente dividida por RAR;
q	– $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$;
Q_S , Q_T e Q_γ	– parâmetros de carga adimensionais;
R	– raio da secção transversal do túnel;
r	– razão entre o volume e a área da superfície lateral do prisma do mecanismo de Horn;
R_A , R_C e R_E	– parâmetros da condição de equilíbrio proveniente do mecanismo MII de Leca e Dormieux (1990);
RAR	– rigidez absoluta relativa;
SII	– campo de tensões cilíndrico;
SIII	– campo de tensões esférico;
S_l	– superfície lateral total da ancoragem [L ²];
t	– espessura da calda [L];
T_a	– resistência ao arranque mobilizável na interface do prego [F/L];
T_R	– resistência à tracção de um prego [F];
V_a	– volume da bacia de subsidência por unidade de comprimento do túnel (representa-se normalmente como uma percentagem do volume de solo escavado);
x	– distância ao eixo de simetria do túnel [L];

y	– distância a frente de escavação [L];
x, y, z	– coordenadas cartesianas;
z	– profundidade em relação à superfície do terreno [L]

Alfabeto grego

α	– ângulo definido pelo eixo do cone adjacente ao túnel e a horizontal (mecanismo MII);
α, β	– parâmetros da solução de limite inferior de Cairncross (1973);
	– parâmetros da solução de limite superior de Leca e Dormieux (1990);
	– ângulos que definem o mecanismo de rotura de Soubra (2000);
β	– distorção angular;
β_{\max}	– distorção angular máxima;
δ_h	– deslocamento horizontal à superfície;
δ_v	– deslocamento vertical à superfície;
$\delta_v(x)$	– assentamento num ponto do perfil transversal à distância x do eixo de simetria;
$\delta_v(y)$	– assentamento a uma distância y da frente de escavação;
$\delta_{v\max}$	– assentamento máximo, sobre o eixo de simetria;
ΔF	– esforço mobilizado por unidade de comprimento do prego [F/L];
Δh	– diferença entre a cota do nível freático e a carga piezométrica no interior da câmara;
$\Delta\sigma_3$	– tensão principal mínima incremental associada ao reforço,
ε_h	– deformação horizontal;
$\varepsilon_{h\max}$	– deformação horizontal máxima;
ϕ	– ângulo de atrito interno;

SIMBOLOGIA

ϕ'	– ângulo de atrito efectivo;
$\Phi(y)$	– função de probabilidade cumulativa;
γ	– peso volúmico do solo;
γ'	– peso volúmico submerso do solo;
λ	– parâmetro que relaciona as tensões horizontais e verticais;
μ_y	– média da variável aleatória y ;
ν	– coeficiente de Poisson;
	– qualquer mecanismo de rotura cinematicamente admissível (Subrin e Wong, 2002);
ρ	– aumento da resistência não drenada, em profundidade, por metro linear;
σ_{adm}	– tensão máxima admissível de tracção do prego;
σ'_n	– tensão normal efectiva;
σ'_v	– tensão efectiva vertical;
σ'_{v0}	– tensão efectiva vertical de repouso ao nível do eixo do túnel;
σ_0	– nível de tensão inicial;
σ_c	– resistência à compressão simples do maciço;
σ_n	– tensão normal;
σ_s	– sobrecarga superficial;
σ_{SF}	– componente horizontal da pressão de percolação na frente de escavação;
σ_T	– pressão de suporte; pressão de confinamento;
σ_T^-	– limite inferior da pressão de suporte crítica;
$\sigma_T(0)$	– pressão de suporte mínima para o caso de um túnel inteiramente revestido;

$\sigma_T (\infty)$	– pressão de suporte mínima para o caso de um túnel não revestido;
σ_T^*	– valor normalizado da pressão mínima de suporte;
σ_T^+	– limite superior da pressão de suporte crítica;
σ_T^{crit}	– pressão de suporte crítica;
σ_{v0}	– tensão total vertical ao nível do eixo do túnel;
σ'_x, σ'_y e σ'_z	– componentes normais da tensão efectiva num sistema de coordenadas cartesianas;
τ	– tensão tangencial; resistência ao corte;
τ_{adm}	– tensão máxima admissível de corte na interface;
ω	– ângulo que define o mecanismo de colapso de Anagnostou e Kovári;
ψ	– ângulo de dilatância

Abreviaturas

AFTES	– Association Française des Travaux en Souterrain;
CESAR-LCPC	– Programa de cálculo por elementos finitos, desenvolvido no LCPC e direccionado para aplicações de engenharia civil e ambientais;
CCM	– Curva característica do maciço não reforçado;
CRP	– Curva de resposta do sistema de reforço;
ENTPE	– Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat;
EPB	– Earth Pressure Balance;
FLAC	– Fast Lagrangian Analysis of Continua;
LCPC	– Laboratoire Central des Ponts et Chaussées;
LIMI	– Módulo do CESAR-LCPC especialmente vocacionado para a análise limite;
LMS	– Laboratoire de Mécanique des Solides;

SIMBOLOGIA

MSC	– Secção de "Mécanique des Sols et Centrifugeuse" do LCPC;
NATM	– New Austrian Tunnelling Method;
TBM	– Tunnel Boring Machine

CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As práticas actuais de construção de túneis resultam de uma longa e variada evolução histórica. Se é certo que as primeiras galerias foram construídas para acesso mineiro, extracção de sal, irrigação e transporte de água, as grandes realizações subterrâneas eram invariavelmente de teor religioso.

A primeira de que há conhecimento é a passagem pedonal sob o Rio Eufrates, com cerca de 900 m de extensão e construída entre 2180 e 2160 ac, que efectuava a ligação entre o Templo e o Palácio Real. Revestida com tijolos, foi construída segundo uma tecnologia muito semelhante à escavação em trincheira actual.

A grande maioria das escavações subterrâneas da antiguidade localizavam-se em maciços rochosos razoavelmente resistentes, de modo a evitar a necessidade de revestimentos. Para escavar a rocha usava-se a técnica do aquecimento-arrefecimento, o que consistia em aquecer a rocha a fogo e arrefecê-la de imediato com aspersão de água de modo a que o maciço fracturasse. Os egípcios desenvolveram a técnica de corte por meio de serras de cobre e brocas de junco, usadas conjuntamente com um abrasivo. Esta técnica, inicialmente utilizada para a extracção de blocos rochosos das pedreiras, permitiu-lhes construir sumptuosas galerias subterrâneas e templos escavadas na rocha. Abu Simbel é uma das obras mais emblemáticas, constituída por dois grandes templos escavados na rocha, situados no sul do Egipto, na margem ocidental do rio Nilo perto da fronteira com o Sudão, numa região denominada Núbia, a cerca de 300 quilómetros da cidade de Assuão. No entanto, este não é o seu local de construção original; devido à construção da barragem de Assuão, e do consequente aumento do caudal do rio Nilo, o complexo foi trasladado do seu local original durante a década de 1960, com a ajuda da UNESCO, a fim de ser salvo de ficar submerso. Os templos foram mandados construir pelo faraó Ramsés II em homenagem a si próprio e à sua esposa preferida Nefertiti.

Também na Índia e na Etiópia foram construídos elaborados templos dentro da rocha.

As cavernas de Ajanta, localizadas na Índia, na região de Maharashtra, são escavadas na rocha e datam do segundo século antes de Cristo. As pinturas e esculturas que albergam são consideradas obras-primas da arte religiosa Budista.

As igrejas escavadas na rocha de Lalibela situam-se na Etiópia a cerca de 640 km ao norte de Adis Abeba e a 1500 m de altitude. Onze igrejas e um mosteiro, além de vários sepulcros e

CONSIDERAÇÕES INICIAIS

outros lugares sagrados, formam uma cidade labiríntica escavada no subsolo. Cada um destes templos foi talhado na rocha, como se fossem esculturas. O templo de São Jorge, um monólito em forma de cruz grega, é o principal. A construção foi iniciada no século XII pelo rei Lalibela.

A um nível mais mundano, surgem as realizações dos gregos e romanos. Refere-se a galeria para transporte de água potável mandada construir em 1200 ac pelo rei de Micenas e a galeria com cerca de 5600 m de comprimento mandada construir pelo Imperador Cláudio de Roma, por volta do ano zero, para drenar os lagos circundantes da cidade.

A tecnologia das escavações subterrâneas permaneceu sem grandes avanços até ao século XVII, quando as necessidades crescentes de transporte na Europa justificaram o início da era dos canais. O primeiro foi o Canal do Midi, também conhecido por Languedoc, construído em 1666-81 por Pierre Riquet, sendo a primeira ligação directa entre o Atlântico e o Mediterrâneo. À sua execução associa-se a primeira utilização de explosivos em obras públicas subterrâneas.

Passada a era dos canais, surge a era dos grandes túneis ferroviários e rodoviários, associada à crescente industrialização. O túnel do Monte Cenis, ferroviário, com 12200 m foi o primeiro de muitos túneis através dos Alpes. Germain Sommeiller, o engenheiro responsável, introduziu várias inovações, tanto tecnológicas (perfuradoras sobre carris, compressores de ar hidráulicos e sistema de ventilação) como laborais (dormitórios, habitações familiares, escola, hospital e edifício recreativo). O túnel de Gottard, construído entre 1872-82 com cerca de 14900 m de comprimento, introduziu a utilização da dinamite, em substituição da pólvora.

O próximo grande desenvolvimento foi a introdução do escudo protector, por Marc Brunel, no âmbito da construção do túnel pedonal sob o Rio Tamisa (1825). O escudo era empurrado para a frente à medida que a escavação progredia, revestindo-se a zona já escavada a tijolo. Em 1847 Greathead modernizou a técnica, introduzindo a mecanização do escudo e adicionando uma pressão de ar comprimido no interior do túnel para contrabalançar a pressão exterior da água.

A partir de 1950 o escudo de Greathead tem sido preterido em favor do método do tubo imerso segundo o qual longas secções de tubo são pré-fabricados, rebocadas até ao local e afundadas numa trincheira previamente dragada, ligadas às secções já colocadas e aterradas.

Desde então as inovações da tecnologia de construção de túneis têm-se sucedido a um ritmo vertiginoso. Novas preocupações têm surgido, nomeadamente ao nível da segurança e do controle dos deslocamentos à superfície.

A crescente urbanização conduz a uma utilização do subsolo cada vez mais frequente. O desenvolvimento das obras subterrâneas (estacionamentos, túneis rodoviários e ferroviários, condutas ...) permite uma maior segurança de circulação e uma ocupação mais racional da

superfície. As referidas obras em ambiente urbano, situadas a pequenas profundidades por razões económicas e funcionais, interessam usualmente maciços pouco resistentes pelo que exigem frequentemente o emprego de dispendiosos procedimentos de escavação.

Recentemente tem sido adoptada uma técnica alternativa que envolve o reforço da frente com pregos em fibra de vidro, com excelentes resultados do ponto de vista da estabilidade, do controlo dos deslocamentos do maciço e da velocidade de execução.

Este trabalho pretende contribuir para a melhor compreensão dos fenómenos envolvidos no reforço por pregagens de uma frente de escavação. Para a concretização desse objectivo foi adoptada uma abordagem tridimensional com modelação individualizada do maciço, das inclusões e da sua interacção.

A tese apresentada encontra-se estruturada em seis capítulos principais, que se podem organizar em três partes distintas.

A primeira parte aborda a problemática da estabilidade das frentes de escavação não reforçadas, sendo constituída pelo primeiro e segundo capítulos.

No primeiro capítulo faz-se uma abordagem dos aspectos mais relevantes relacionados com a estabilidade da frente de escavação, com base nos resultados publicados na bibliografia da especialidade. Com recurso a trabalhos experimentais e teóricos procura-se destacar as diferenças principais entre a situação não drenada e a situação drenada e, dentro destas, entre os túneis não revestidos e revestidos. Tenta-se avaliar a importância de diversos factores que condicionam a estabilidade da frente, nomeadamente os que definem a geometria da escavação e os que caracterizam o maciço envolvente.

No segundo capítulo aprofunda-se a discussão do comportamento global das frentes de escavação não reforçadas com recurso a modelos numéricos desenvolvidos do âmbito deste trabalho e baseados no método das diferenças finitas. Procura-se reproduzir resultados experimentais publicados como forma de validar a utilização do código numérico. Em seguida procede-se à análise do efeito da variação de parâmetros relacionados com o faseamento construtivo (comprimento não revestido) e com a geometria da obra (diâmetro da escavação).

A segunda parte trata das frentes de escavação reforçadas e engloba os capítulos terceiro, quarto e quinto.

No terceiro capítulo apresenta-se a técnica da pregagem da frente de escavação. Descrevem-se os princípios básicos de funcionamento e referem-se as obras de aplicação mais significativas. Os tipos de prego existentes no mercado, bem como o seu funcionamento e execução, são também analisados. Faz-se uma apresentação dos resultados obtidos e

CONSIDERAÇÕES INICIAIS

publicados na bibliografia da especialidade, referentes a abordagens experimentais e numéricas. Por último descrevem-se sucintamente alguns métodos simplificados de pré-dimensionamento existentes.

O quarto capítulo é consagrado à apresentação das características da experimentação numérica realizada. Descreve-se o modelo numérico e procede-se à sua optimização. Analisa-se a solução sem reforço, procedendo ainda à avaliação que sobre esta teria uma alteração das características mecânicas do maciço. Finalmente avalia-se a solução com reforço, quantificando as melhorias introduzidas nos deslocamentos do maciço, e procede-se a análise das forças mobilizadas nos elementos de reforço.

O quinto capítulo dedica-se à apresentação da experimentação numérica empreendida com o intuito de avaliar as potencialidades do sistema de reforço da frente de escavação para diversas situações, procurando assim alargar as conclusões decorrentes do capítulo anterior a um campo de aplicação o mais vasto possível. Procede-se assim à análise do efeito de eventuais alterações da geometria da obra (C/D e P/D), das características do sistema de reforço adoptado (comprimento dos pregos, resistência ao arranque, rigidez da interface e rigidez global dos pregos) e das características mecânicas do maciço (módulo de deformabilidade, coeficiente de impulso em repouso, coesão e ângulo de atreito). Por último analisa-se o efeito da retirada dos pregos mais próximos do contorno da escavação.

Na terceira e última parte (sexto capítulo) propõe-se um método de pré-dimensionamento baseado no conceito da convergência-confinamento e procede-se à sua validação com base em resultados numéricos existentes. Tendo-se consciência de que a metodologia só poderá ser verdadeiramente testada com base na análise de uma obra real, foram feitos esforços consideráveis no sentido de implementar um plano de instrumentação da frente de escavação da Linha Vermelha do Metro de Lisboa. Infelizmente, e apesar de todo o procedimento já estar planeado, quando se obtiveram as autorizações necessárias para arrancar, já o troço reforçado tinha terminado.

Para finalizar, nas considerações finais, sintetiza-se as conclusões mais relevantes do trabalho e sugerem-se alguns desenvolvimentos futuros que, no âmbito do tema analisado, interessará concretizar.

ESTABILIDADE DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO. ESTADO DA ARTE

1.1. INTRODUÇÃO

Uma das principais preocupações do dimensionamento de um túnel é garantir a manutenção da estabilidade da frente de escavação. Nos casos em que o equilíbrio não é compatível com a eliminação total das tensões é necessário a aplicação imediata na frente de uma pressão de suporte, σ_T , cujo valor depende das condições geométricas do problema (diâmetro do túnel, D , recobrimento, C , e comprimento da frente não revestida, P), das acções actuantes sobre a abertura (peso volúmico do solo, γ , e sobrecarga superficial, σ_s) e da capacidade resistente do maciço (Figura 1. 1).

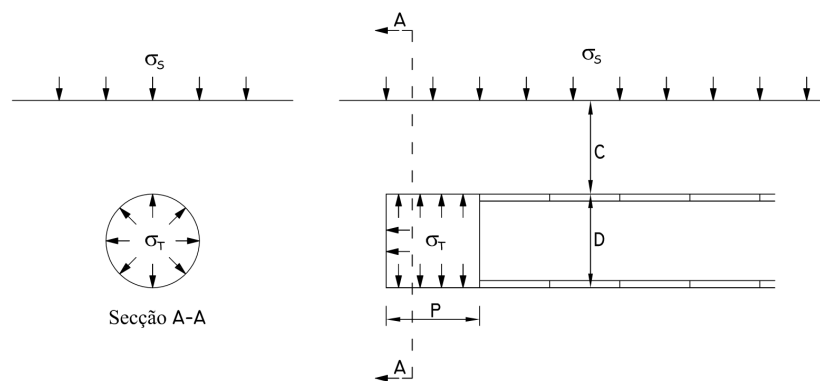


Figura 1. 1 - definição do sistema e dos parâmetros fundamentais (Almeida e Sousa, 1998)

Para a definição do valor da pressão de suporte, σ_T , a aplicar deve ser tido em consideração que se, por um lado, o emprego de pressões elevadas, da ordem das inicialmente existentes no terreno, garante deformações praticamente desprezáveis, por outro, esta opção é anti – económica e muitas vezes impraticável. Já a utilização de pressões de confinamento mais baixas permite, a par de um nível de deformações mais elevado, mobilizar a resistência do maciço circundante, proporcionando a redução das cargas actuantes sobre o revestimento. Refira-se ainda que pressões demasiado elevadas, superiores às inicialmente instaladas no terreno, podem conduzir a grandes deformações ou a uma situação de explosão (“blow – out”) e à subsequente perda do meio de suporte, tratando-se esta de uma situação principalmente preocupante nos túneis mais superficiais. Tais considerações justificam que, na prática, se opte frequentemente pela aplicação de uma pressão de suporte mínima, consistente com uma adequada margem de segurança.

Quando a construção se efectua ao abrigo de um escudo perfurador, a pressão que é necessário mobilizar na câmara de trabalho da TBM (“tunnel boring machine”) para assegurar condições de escavação estáveis pode ser materializada por ar comprimido, lamas densas (“slurry shield”) ou por contra – pressão de terras (EPB, “earth pressure balanced”). No caso dos túneis construídos

sequencialmente, a análise da estabilidade da frente deve, alternativamente, possibilitar a definição do faseamento construtivo, nomeadamente, do comprimento de avanço de cada etapa e da distância da frente a que o revestimento deve ser fechado, devendo ainda permitir decidir quanto à necessidade do emprego de medidas de controlo ou tratamento do solo que garantam que a escavação se processe sob pressão atmosférica, i.e., com $\sigma_T = 0$.

A determinação do valor mínimo admissível para a pressão de suporte ou o cálculo das propriedades do meio indispensáveis para prevenir o colapso aquando da escavação à pressão atmosférica têm sido alvo dos esforços de inúmeros autores ao longo das últimas 4 décadas.

As primeiras abordagens a este problema foram feitas fundamentalmente com base na via experimental, tendo sido realizados diversos ensaios sobre modelos reduzidos, essencialmente em centrífugas, de forma a simular um campo de tensões gravitacional.

A ideia de centrifugar os modelos no âmbito das ciências da terra concretizou-se nos princípios dos anos 30. As primeiras centrífugas foram construídas nos Estados Unidos associadas à extracção mineira (Bucky, 1931).

Em 1970 o Transport and Road Research Laboratory iniciou um programa de ensaios de modelação centrifugados, efectuados com o equipamento da Universidade de Cambridge. Os modelos analisados centraram-se sobretudo em materiais coesivos, apesar do primeiro grupo de ensaios se ter direccionado para modelos planos em areias (Potts, 1976). Mair (1979) analisou modelos planos e tridimensionais em argilas e Kimura e Mair (1981) desenvolveram o modelo tridimensional existente, analisando o efeito sobre a estabilidade do comprimento P não revestido.

Simultaneamente, em França, a equipa do LMS (Laboratoire de Mécanique des Solides) estudava a estabilidade de cavidades subterrâneas cilíndricas e esféricas em maciços soltos, maioritariamente constituídos por areia de Fontainebleau.

Chambon (1990) realizou um dos mais frutíferos estudos, em que se avalia o efeito da densidade do maciço encaixante e da profundidade relativa do eixo do túnel sobre a pressão limite de suporte.

Fazendo uso do modelo desenvolvido no laboratório de Engenharia Civil da Universidade de Bochum (Alemanha), Chambon estudou ainda o efeito do comprimento não revestido. Também a influência do diâmetro do túnel foi alvo de análise, através da variação do nível de aceleração (e consequentemente da escala do modelo). O autor analisou igualmente o efeito da presença de um lençol freático e de uma ligeira coesão.

Mais recentemente, no LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées), Skiker (1995) modelou a construção de túneis pelo método do pré – corte mecânico.

A abordagem pela via experimental possibilitou a proposta de alguns métodos empíricos (Broms e Bennermark, 1967, Peck, 1969). Permitiu ainda uma melhor compreensão dos fenómenos envolvidos na rotura da frente de escavação, servindo de base ao desenvolvimento da análise do problema da estabilidade da frente pela via teórica.

A abordagem por via teórica, desenvolvida em paralelo com a via experimental, dividiu-se essencialmente nos métodos de análise limite e nos métodos de equilíbrio limite.

A análise limite considera as relações tensão – deformação dos solos, embora de forma simplificada, e permite a determinação de soluções que delimitam o valor verdadeiro da carga de colapso. Essas soluções baseiam-se nos teoremas limites, teorema da região superior e teorema da região inferior, que admitem para o material um comportamento rígido – plástico, ou elasto-plástico perfeito com uma lei

de escoamento associada (lei da normalidade), onde o ângulo de dilatância, ψ , é igual ao ângulo de atrito interno, ϕ .

Para calcular a solução de limite superior, que fornece uma estimativa da capacidade resistente do terreno acima do valor real, logo da pressão de suporte inferior à realmente necessária, têm que se definir mecanismos de rotura cinematicamente admissíveis, para os quais o trabalho da carga aplicada é maior do que o que pode ser dissipado pelas forças interiores durante o movimento.

Por outro lado, qualquer carga para a qual seja possível definir um campo de tensões que satisfaça as equações de equilíbrio, as condições de fronteira (em termos de tensões) e o critério de cedência do material (Tresca ou Mohr – Coulomb), corresponde a uma solução de limite inferior, que fornece uma estimativa da pressão de suporte do lado da segurança. Vários métodos têm sido propostos, quase todos admitindo o solo como homogêneo e isotrópico: Atkinson et al. (1975a), Atkinson e Potts (1977), Muhlhaus (1985), Leca e Panet (1988), Leca e Dormieux (1990 e 1992), Chambon e Corté (1990), Assadi e Sloan (1991) e Sloan e Assadi (1991 e 1993).

Os métodos de equilíbrio limite, por seu turno, baseiam-se no conceito de plasticidade perfeita. Das várias abordagens destacam-se as de Anagnostou e Kovári (1994b, 1996a, 1996b e 1997), Baumann et al. (1997), Sternath e Baumann (1997) e Broere (2001). As solicitações que causam o colapso da frente são calculadas por considerações estáticas simples, admitindo-se superfícies de rotura de formas simplificadas e usando-se os critérios de rotura de Tresca ou de Mohr – Coulomb. Embora se trate de métodos de fácil aplicação, apresentam como desvantagem principal o facto de não ser possível posicionar as soluções assim obtidas em relação ao desconhecido valor exacto, o que, em compensação, os métodos baseados nos teoremas de análise limite facultam.

Para além dos modelos descritos, também foram publicados alguns resultados numéricos. No entanto, a maior parte consiste em cálculos de elementos finitos dirigidos a projectos específicos, que dificilmente poderiam ser generalizados.

1.2. VIA EXPERIMENTAL

1.2.1. O NÚMERO DE ESTABILIDADE, N

A primeira abordagem de que há conhecimento foi desenvolvida por Broms e Bennermark (1967). Seguindo a via experimental, os autores deduziram uma expressão que descreve a estabilidade a curto prazo da frente de um túnel profundo de secção circular, totalmente revestido, aberto num meio coesivo em condições não drenadas. A estabilidade depende de um parâmetro designado por número de estabilidade, N, que é definido por

$$N = \frac{\gamma \cdot (C + D/2) + \sigma_s - \sigma_T}{c_u}, \quad (1-1)$$

em que σ_s é a sobrecarga superficial, σ_T a pressão de suporte, C o recobrimento, D o diâmetro do túnel e c_u a resistência não drenada do maciço.

A partir da observação de situações de colapso em poços e túneis e a partir de testes laboratoriais de extrusão, os autores supracitados verificaram que a abertura se torna instável para $N > 6$, pelo que, de

acordo com este critério, a pressão de suporte mínima deve ser obtida a partir da condição $N=6$, donde se retira que

$$\sigma_T \geq \sigma_s + \gamma \cdot (C + D/2) - 6 \cdot c_u. \quad (1-2)$$

Posteriormente Peck (1969) e Attewell e Boden (1971) constataram que esta estimativa nem sempre está do lado da segurança, principalmente no caso dos túneis mais superficiais e com o suporte instalado com mais atraso, uma vez que podem ocorrer importantes deformações plásticas para valores de N inferiores a 6. O maior mérito destes trabalhos consistiu na confirmação de que a proposta de Broms e Bennermark é apenas válida para túneis profundos e inteiramente revestidos, apesar da tendência de alguns autores para a utilizarem indiscriminadamente.

Peck (1969) propôs assim o critério de estabilidade revisto que se apresenta no Quadro 1. 1.

Quadro 1. 1 – critério de estabilidade para argilas (Peck, 1969)	
N	Possíveis problemas
1 – 5	sem problemas de maior
5 – 6	a argila pode descomprimir rapidamente para o interior da escavação
6 – 7	roturas da frente de escavação, com movimentos importantes do terreno para o interior do túnel
> 7	instabilização global do túnel, com produção de grandes movimentos de terreno; torna-se muito difícil, se não mesmo impossível, controlar o escudo

No que diz respeito à proposta de métodos expeditos de avaliação da estabilidade da frente de escavação, pouco mais há a acrescentar. A grande importância da abordagem pela via experimental consiste maioritariamente na elaboração de uma base de dados que permite, por um lado, validar os métodos de cálculo existentes e, por outro, sugerir novos métodos de cálculo baseados nos mecanismos de rotura observados.

Nos pontos seguintes proceder-se-á à descrição dos ensaios mais representativos, tendo em vista a elaboração da base de dados referida.

1.2.2. CONDIÇÕES NÃO DRENADAS DE ARGILAS SOBRECONSOLIDADAS

Os primeiros ensaios em condições não drenadas foram conduzidos na Universidade de Cambridge. Uma das primeiras dificuldades consistiu no registo das deformações não drenadas. De facto, segundo Atkinson et al. (1974), "...devido ao tempo de exposição necessário, cerca de 7 a 10 min, as deformações registadas são drenadas ...". No entanto, como frisaram posteriormente Atkinson e Potts (1976), as deformações volumétricas são relativamente pequenas (à volta de 1%), pelo que os excessos de pressão neutra gerados durante a escavação também serão reduzidos. Este facto é extremamente conveniente, uma vez que se torna pouco importante diferenciar entre as deformações drenadas e não drenadas.

Os resultados dos numerosos ensaios realizados permitiram identificar dois mecanismos de rotura distintos, como mostra a Figura 1. 2.

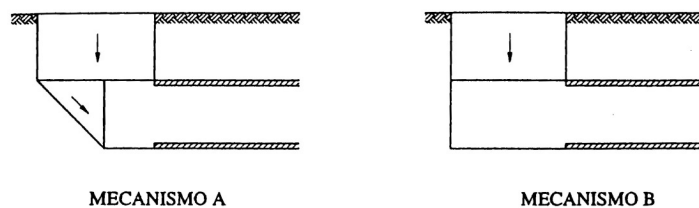


Figura 1. 2 - mecanismos de deformação em condições não drenadas num solo coesivo (Casarin e Mair, 1981)

Para pequenos valores de P/D observa-se a formação do Mecanismo A, com predominância dos deslocamentos na frente de escavação e propagação da zona de rotura até à superfície. Com o aumento de P/D ocorre uma transição do comportamento marcadamente 3-D para um comportamento mais próximo de 2-D, acompanhada por um decréscimo da estabilidade, i.e., um aumento da pressão mínima de suporte necessária. Neste novo mecanismo, Mecanismo B, a zona em deformação plástica está praticamente confinada à região acima do coroamento (Figura 1. 2).

Casarin e Mair (1981) usaram amostras de argila sobreconsolidada, preparadas com um coeficiente de impulso em repouso aproximadamente unitário e com uma resistência não drenada constante em profundidade de 63 kPa. Não é feita pelos autores qualquer referência ao valor utilizado do parâmetro adimensional $\gamma D/c_u$. Apresenta-se no Quadro 1. 2 os resultados obtidos nos diversos ensaios realizados, em termos de número de estabilidade crítico, N .

Quadro 1. 2 - resultados dos ensaios realizados por Casarin e Mair (1981)

Ensaio	C/D	P/D	N (crítico)
THG	0,3	0,0	3,8
THH	1,2	0,0	5,0
THI	1,2	0,1	5,4
THJ	1,2	0,5	4,3
THK	1,2	1,0	3,5
THM	2,8	0,0	5,3

A representação dos resultados obtidos sob a forma gráfica (Figura 1. 3) permite verificar que o N converge para um valor constante a uma determinada profundidade o que reforça a proposta de Broms e Bennermark (1967) de um N limite próximo de seis para frentes de túneis profundos escavados em argila. Segundo a série de testes realizados pelos autores, para $P/D = 0$, a transição entre túneis superficiais e profundos ocorre na região do $C/D = 1,5$. Verifica-se ainda, tal como seria de esperar, que a estabilidade da frente decresce significativamente com o aumento do comprimento não revestido.

Kimura e Mair (1981) e Mair et al. (1984) concentraram-se no estudo aprofundado do mecanismo A (Figura 1. 2), utilizando para tal a centrífugadora da Universidade de Cambridge. Variaram C/D entre 1,5 e 3,0, P/D entre 0,0 e 3,0 e o valor da resistência não drenada entre 25 kPa e 35 kPa. O valor

adoptado para o parâmetro adimensional $\gamma D/c_u$ foi igual a 2,6, correspondendo os ensaios a uma resistência não drenada, c_u , constante e igual a 26 kPa e a diâmetros de túnel de 4,5 m a 7,5 m. Adicionalmente foram também ensaiados alguns modelos de túneis não revestidos, o que permitiu avaliar o comportamento em secção plana.

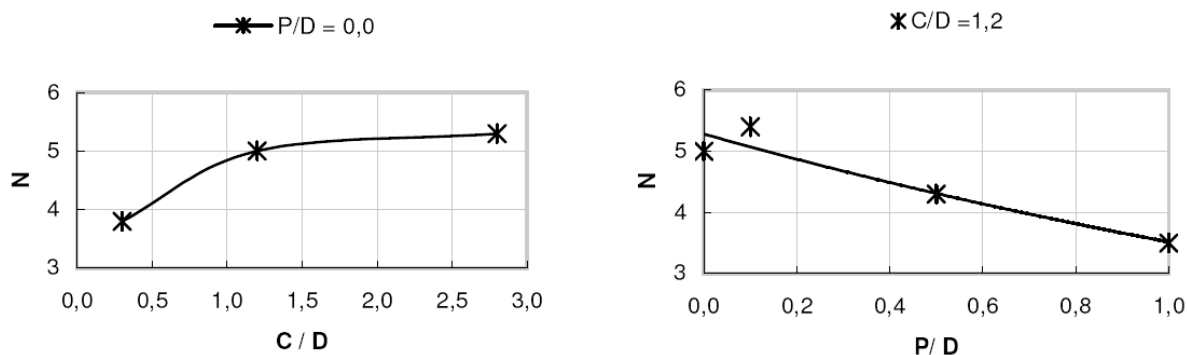


Figura 1. 3 - variação do número de estabilidade em função dos parâmetros C/D e P/D (Casarin e Mair, 1981)

Na Figura 1. 4 apresentam-se os resultados obtidos para os modelos não revestidos, verificando-se que a pressão de suporte mínima aumenta continuamente com o recobrimento relativo do túnel, dentro da gama avaliada. Já o número de estabilidade, N , aparenta estabilizar para valores do recobrimento relativo próximos de 3,0.

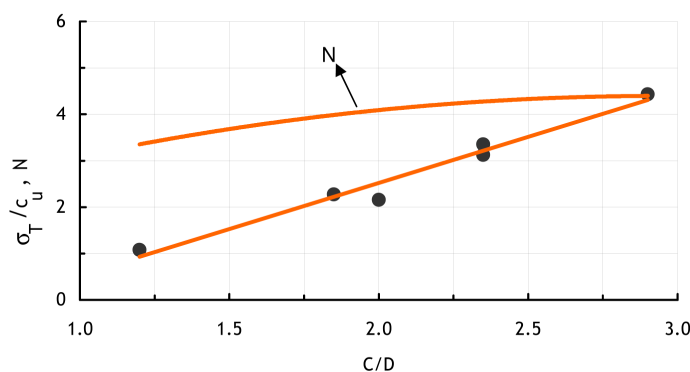


Figura 1. 4 - pressões de suporte medidas no colapso de modelos em secção plana (Mair, 1979, Mair et al., 1984)

Relativamente aos ensaios sobre modelos revestidos, os resultados obtidos são apresentados na Figura 1. 5.

A observação dos resultados mostra que o valor crítico de N varia entre 3 e 9, assumindo os menores valores para túneis mais superficiais e com maior atraso no fecho do revestimento.

Verifica-se que ocorre um significativo decréscimo da estabilidade aquando da transição do mecanismo tridimensional para o bidimensional, sendo evidente que, quanto maior for o comprimento não revestido, maior será a pressão necessária para evitar o colapso, traduzindo-se as pequenas variações de P/D entre 0 e 1 (gama habitual na maior parte das obras) num efeito marcante sobre a

estabilidade do túnel. Os autores sugeriram o valor para $P/D = 2$ como limite para a transição entre os dois tipos de mecanismo anteriormente referidos.

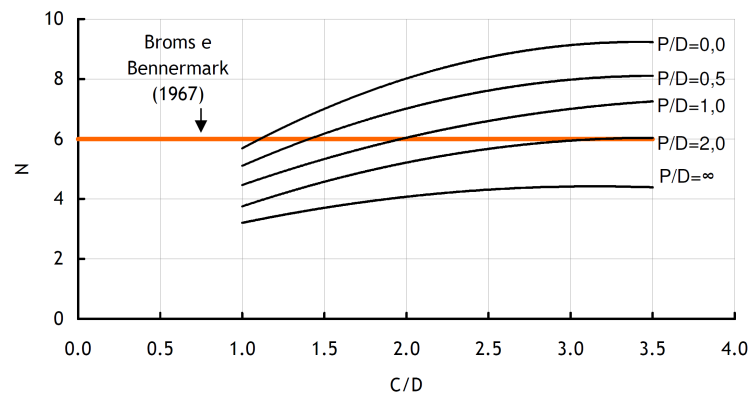


Figura 1. 5 - influência da profundidade e do comprimento não revestido sobre o número de estabilidade no colapso (Mair, 1979, Kimura e Mair, 1981, Mair et al., 1984)

A Figura 1. 5 sugere ainda que o número de estabilidade tende para um valor constante quando $C/D > 3$, revelando-se nestas condições o critério de Broms e Bennermark conservativo para $P/D < 2$.

As curvas publicadas (Mair, 1979, Kimura e Mair, 1981, Mair et al., 1984) constituem uma valiosa ferramenta, permitindo avaliar de forma mais realista a estabilidade a curto prazo da frente de escavação de túneis construídos em materiais puramente coesivos.

Finaliza-se esta abordagem por via experimental em condições não drenadas pela representação na Figura 1. 6 do mecanismo de rotura observado em túneis inteiramente revestidos por Mair e Taylor (1997). Os autores citados verificaram que a instabilidade influencia uma zona muito abrangente, tal como é frequente observar em colapsos de obras reais.

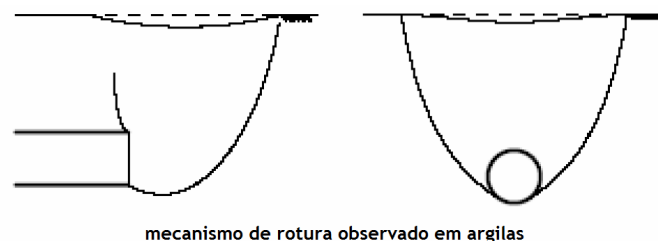


Figura 1. 6 - mecanismo de rotura observado em argilas (Mair e Taylor, 1997)

1.2.3. CONDIÇÕES DRENADAS

1.2.3.1. TÚNEIS NÃO REVESTIDOS

No âmbito da campanha de ensaios que decorreu na centrífugadora do departamento de engenharia da Universidade de Cambridge foram também realizados ensaios em condições drenadas, quase exclusivamente direccionados para modelos de túneis não revestidos (Atkinson et al., 1974, 1975a, 1975b, 1977; Atkinson e Potts, 1977).

Os primeiros modelos experimentais foram conduzidos em 1974 por Atkinson et al., os quais procuraram avaliar o comportamento de um túnel inserido numa argila sobreconsolidada em condições drenadas, submetido a uma sobrecarga superficial de 140 kPa e com recobrimento relativo (C/D) variável entre 0,28 e 1,20. Os resultados obtidos representam-se na Figura 1. 7, a qual evidencia que o aumento do recobrimento relativo para um valor quatro vezes superior é responsável pelo aumento da estabilidade, representada pelo parâmetro $\sigma_s - \sigma_T$, para o dobro.

Note-se que a comparação com outros resultados é difícil uma vez que os autores não fazem qualquer referência ao c' e ϕ' utilizados.

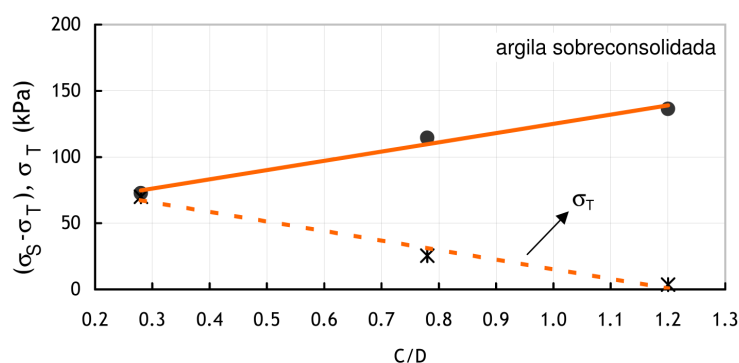


Figura 1. 7 – variação experimental da carga de colapso em função do recobrimento relativo do túnel. Secção corrente. (Atkinson et al., 1974)

Em 1975 Atkinson et al. (1975a) realizaram novos modelos de túneis não revestidos, desta vez com areia densa, caracterizada por um ângulo de atrito de pico de 50° . Não foi considerada qualquer sobrecarga à superfície ($\sigma_s = 0$) e o recobrimento relativo C/D variou entre 0,44 e 1,98. Para todos os modelos avaliados, observou-se um colapso repentino, que ocorreu para uma pressão bem definida e foi acompanhado por grandes deslocamentos. Os autores verificaram que a pressão de colapso era praticamente independente de C/D , facto que justificaram pela prevalência dos colapsos locais, devido ao elevado ângulo de atrito. De facto, radiografias tiradas imediatamente antes do colapso indicam que os movimentos iniciais do solo se restringem a uma pequena zona sobre o coroamento, onde ocorrem substanciais expansões, propagando-se em direcção à superfície à medida que se reduz a pressão de suporte σ_T , mantendo-se no entanto lateralmente limitados pelos hasteais. Em consequência, Atkinson et al. (1975) sugeriram o mecanismo de colapso mostrado na Figura 1. 8, que consiste no movimento da cunha para baixo acompanhado de uma dilatação da cunha suficiente para evitar a separação ao longo dos planos laterais AB e BC.

As análises foram continuadas em 1977 por Atkinson e Potts, com modelos não revestidos constituídos a partir de areia “Leighton Buzzard” seca com índice de vazios próximo de 0,52. Segundo os autores, Stroud (1971) tinha efectuado ensaios de corte directo e concluído que o valor $\phi' = 50^\circ$ era apropriado para a areia em causa e para os baixos níveis de tensão verificados em torno do túnel. A sobrecarga considerada à superfície variou entre cerca de 200 kPa e 600 kPa e o recobrimento relativo entre cerca de 0,25 e 1,50. Tal como nos ensaios anteriormente realizados, a pressão de suporte inicial foi igualada à tensão total ao nível do eixo, sendo posteriormente reduzida por patamares até ao colapso, verificando-se que os deslocamentos radiais anteriores a este se mantiveram inferiores a 5% do diâmetro original.

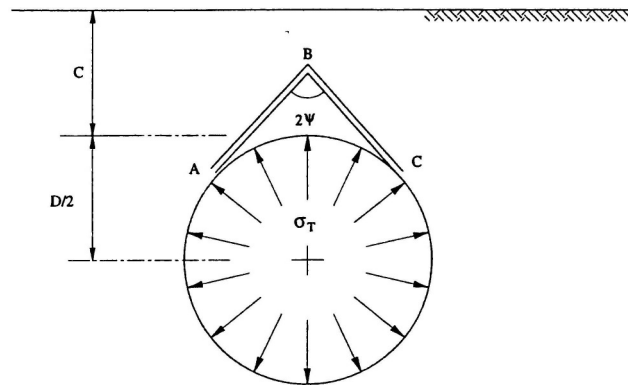


Figura 1. 8 - mecanismo de colapso local (Atkinson et al., 1975a)

Na Figura 1. 9 representa-se a variação da pressão de suporte mínima em função do recobrimento relativo, para uma sobrecarga superficial de 210 kPa. Verifica-se um decréscimo muito significativo de σ_T quando o recobrimento passa de 0,25 a 0,50 o que sugere que a figura de rotura apenas alcança a superfície no caso de túneis muito superficiais. A partir daí a pressão de suporte mínima praticamente estabiliza.

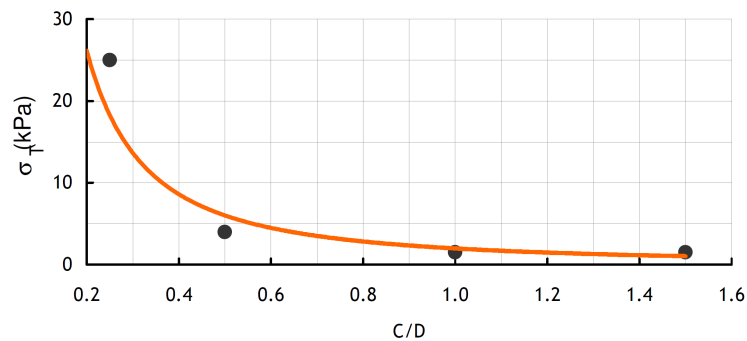


Figura 1. 9 - colapso de um túnel inserido num meio friccional caracterizado por $\phi' = 50^\circ$ e submetido a uma tensão superficial de 210 kPa (Atkinson e Potts, 1977).

A Figura 1. 10 reforça a ideia de que a figura de rotura apenas atinge a superfície no caso dos túneis muito superficiais, já que, para um túnel de recobrimento relativo $C/D = 0,50$, variações extremas no valor da sobrecarga superficial introduzem alterações praticamente desprezáveis no valor da pressão de suporte. De facto, verifica-se que um aumento de σ_s de 400 kPa se traduz num aumento de σ_T apenas de cerca de 3 kPa.

Também os resultados publicados por Atkinson et al. (1977) sugerem que a pressão de suporte mínima de um túnel não revestido é praticamente independente do valor de C/D (Figura 1. 11). Os resultados compilados pelos autores, referentes a uma areia densa com 50° de ângulo de atrito e ausência de sobrecarga superficial, mostram ainda que não existe diferença entre os valores de σ_T registados nos modelos estáticos e centrifugados, desde que se normalize o valor da pressão de suporte pelo factor γD .

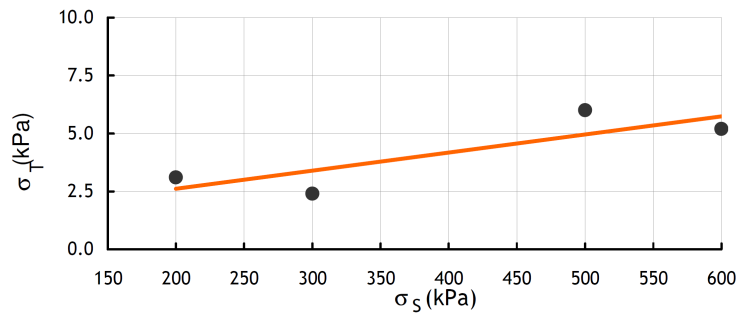


Figura 1. 10 - colapso de um túnel inserido num meio friccional caracterizado por $\phi' = 50^\circ$ e à profundidade $C/D = 0,5$ – resultados experimentais (Atkinson e Potts, 1977).

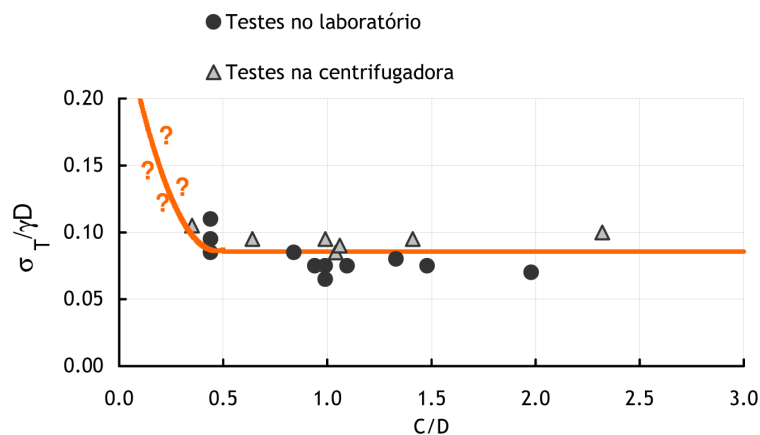


Figura 1. 11 - colapso de um túnel inserido num meio friccional caracterizado por $\phi' = 50^\circ$ ($\sigma_S = 0$ kPa) - resultados experimentais (Atkinson et al., 1977)

1.2.3.2. TÚNEIS REVESTIDOS

Foi bastante reduzido o número de modelos revestidos em condições drenadas analisados na Universidade de Cambridge. Alguns modelos entretanto concretizados por Orme, Argyle e Aspdon (Atkinson e Potts, 1977; Atkinson e Mair, 1982), nos quais se fez variar o parâmetro P , permitiram constatar que a influência tridimensional em condições drenadas é muito inferior à observada em condições não drenadas, constatando-se que o decréscimo de estabilidade associado à transição do mecanismo tridimensional para o bidimensional se torna muito menos importante neste tipo de análises. Tais observações levaram a que grande parte da investigação se tenha limitado a análises em condições de deformação plana, que reproduzem as condições em secções do túnel afastadas da frente.

Foram todavia modelados túneis revestidos em quantidade suficiente para permitir concluir que a geometria do mecanismo de rotura observado em condições drenadas é muito mais modesta que a associada às condições não drenadas, tal como se pode observar na Figura 1. 12.

A abordagem mais completa a uma frente tridimensional inserida num material granular teve lugar no LCPC (França), por meio de ensaios em modelo reduzido centrifugado (Chambon e Corté, 1989 e 1990). Foi utilizado um túnel modelo de 80 mm selado por uma membrana e inserido numa camada arenosa fina e seca homogênea (“Fontainebleau”), tendo-se reproduzido nos ensaios dois tipos distintos de suporte da frente: i) face suportada por um fluido, simulada pela aplicação de uma pressão

hidrostática; ii) confinamento a ar comprimido, simulado pela aplicação de uma pressão uniforme. A aceleração máxima foi de 50g, pelo que o modelo correspondeu a um túnel real de 4,0 m de diâmetro.

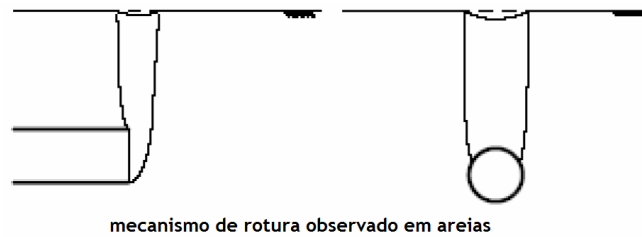


Figura 1. 12 - mecanismo de rotura observado em areias (Mair e Taylor, 1997)

No primeiro grupo de ensaios verificou-se que, independentemente do valor de C/D (variou entre 0,5 e 1,0) e da existência de sobrecargas à superfície (σ_s variou entre 0 e 300 kPa), a rotura apenas ocorre, de forma brusca após um ligeiro movimento da frente, quando o nível da água desce abaixo do coroamento do túnel. Não há, nestas condições, rotura global da face, desenvolvendo-se o mecanismo de rotura em direcção à superfície, sob a forma de uma chaminé vertical de secção elíptica, e encontrando-se confinado à abóbada do túnel.

No segundo grupo de ensaios Chambon e Corté (1989, 1990) procuraram avaliar a influência de C/D e da compacidade do material sobre o valor da pressão de suporte.

Verificaram que a rotura aparece bruscamente, após um ligeiro movimento da frente, e para pequenos valores de σ_T . O corte do maciço após a rotura revelou uma deformação em forma de bolbo, com a largura máxima situada próximo do eixo e com afinamento progressivo em direcção à superfície (Figura 1. 13). O desenvolvimento em altura observado é da ordem dos dois diâmetros, pelo que a superfície só é atingida para túneis superficiais ($C/D < 1$). O mecanismo de rotura observado é bastante semelhante ao sugerido por Mair e Taylor (Figura 1. 12), verificando-se ainda que a sua extensão frontal aparenta ser inferior à sugerida por Yamazaki (1982), a qual era próxima de 40% a 60% do diâmetro do túnel. As diferenças observadas prendem-se com a brusquidão da rotura dos materiais pulverulentos. Chambon (1990) assinala que, dada a rapidez do fenómeno de colapso, se torna muito difícil obter as deformações correspondentes à rotura, caso não se proceda ao restabelecimento da pressão num intervalo de tempo o mais reduzido possível.

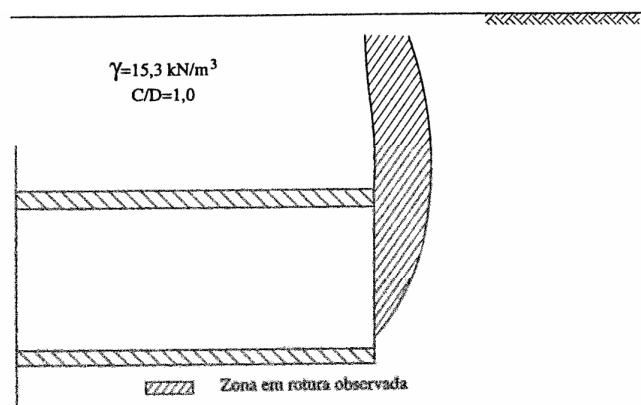


Figura 1. 13 - mecanismo de rotura observado no segundo grupo de ensaios Chambon e Corté (Almeida e Sousa, 1998)

No Quadro 1. 3 resumem-se os resultados obtidos com este segundo grupo de ensaios. Verifica-se que o efeito da profundidade, dentro da gama analisada, não se faz sentir de maneira significativa, revelando-se a densidade ligeiramente mais influente.

Quadro 1. 3 - pressões de suporte na rotura de um túnel totalmente revestido (Chambon e Corté, 1989, 1990).

C/D	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	σ_T (kPa)
1,0	15,3	2,3	35,2	5,53
1,0	16,1	1,1	38,3	3,00
2,0	15,3	2,3	35,2	4,38
2,0	16,1	1,1	38,3	4,08

Uma compilação de resultados feita posteriormente pelos mesmos autores, respeitante a diversos graus de centrifugação (Figura 1. 14) reforça a constatação anterior de que o recobrimento relativo C/D não influencia de modo significativo a pressão de suporte na rotura em condições drenadas, tal como já tinha sido observado no caso dos túneis não revestidos.

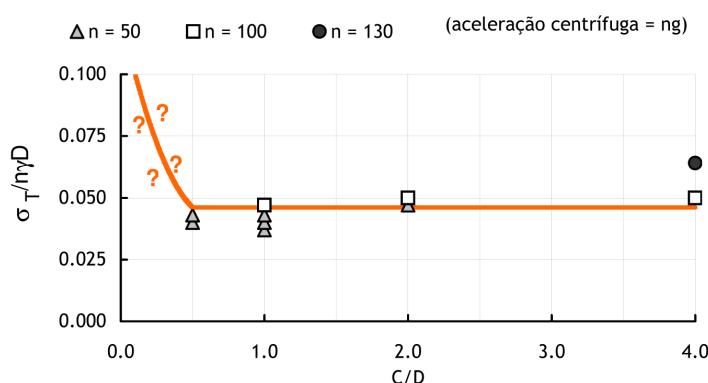


Figura 1. 14 - testes centrifugados em frentes de túneis revestidos inseridos numa areia seca (Chambon e Corté, 1994)

1.2.3.3. TÚNEIS PARCIALMENTE REVESTIDOS

O efeito da variação do comprimento não revestido, P , foi também analisado no âmbito da campanha de ensaios realizada no LCPC. Com esse intuito, Chambon et al. (1991) avaliaram um modelo correspondente a um túnel de 13 m de diâmetro e recobrimento relativo $C/D = 4$, inserido num maciço de “areia standard da Universidade de Bochum”. Este tipo de areia caracteriza-se por um ângulo de atrito de 36,5° e um peso volúmico de 16,7 kN/m³ (König et al., 1991, citado por Antão, 1997). Os resultados obtidos, em termos de pressão de suporte mínima, representam-se no Quadro 1. 4

Os resultados sugerem que a pressão mínima de suporte permanece praticamente inalterada para pequenos valores do comprimento não revestido (por “pequenos” entenda-se valores semelhantes ao $P/D = 0,2$ adoptado nos ensaios).

Quadro 1. 4 - pressão de suporte mínima obtida em função do comprimento não revestido (Chambon et al., 1991)

P/D	σ_T (kPa)
0,1	13,4
0,2	14,4
0,4	32,6

O aspecto das zonas deformadas descritas por Chambon et al. (1991) mostra que a respectiva extensão em altura é significativa, desde dois diâmetros para $P/D = 0,1$ até atingir a superfície para $P/D = 0,4$. Para $P/D = 0$ as zonas deformadas não ultrapassam um diâmetro de altura. Segundo Chambon et al. (1991) esta propagação em direcção à superfície deve-se à crescente localização da rotura na parte não revestida da obra e não na frente de escavação, fenómeno sobretudo observado para $P/D \geq 0,2$.

1.2.3.4. TÚNEIS ABERTOS ABAIXO DO NÍVEL FREÁTICO

Uma última referência deve ser feita aos trabalhos experimentais realizados no LCPC direccionados para a análise de túneis abertos em solos granulares com água, sob a protecção de um pré – revestimento (Leca et al., 1997).

Os modelos centrifugados permitiram concluir que: i) a presença do pré – revestimento não afecta significativamente a estabilidade, permanecendo a pressão mínima de suporte praticamente inalterada; ii) a pressão de suporte na presença de água é igual à obtida em solo seco, adicionada do valor da pressão da água ao nível do eixo do túnel; iii) os mecanismos de rotura observados (Figura 1. 15) ficam praticamente inalterados na direcção longitudinal, com um desenvolvimento de cerca de meio diâmetro, enquanto que na direcção vertical ficam limitados ao topo do túnel, o que é altamente favorável do ponto de vista dos assentamentos induzidos à superfície.

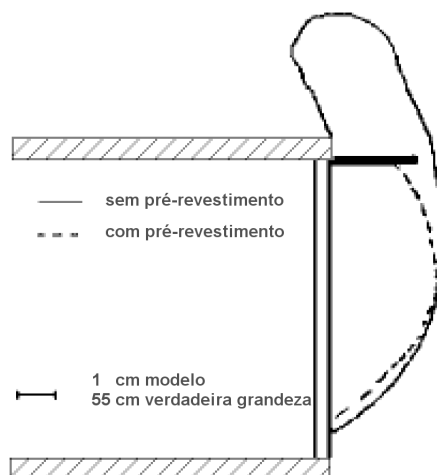


Figura 1. 15 - influência do pré – revestimento sobre os mecanismos de rotura observados em ensaios sobre modelos reduzidos (Leca et al., 1997)

1.2.3.5. TÚNEIS CONSTRUÍDOS PELO NATM

Finaliza-se a exposição dos resultados obtidos por via experimental com uma breve referência aos ensaios centrifugados realizados na Universidade de Ruhr na Alemanha (König et al., 1991). Contrariamente aos ensaios efectuados em França e Inglaterra, focaram especialmente o caso dos túneis construídos sequencialmente, a maior parte deles de acordo com os princípios do New Austrian Tunnelling Method (NATM).

Esta nova série de ensaios revelou essencialmente a existência de dois comportamentos distintos em condições drenadas, de forma semelhante ao que se tinha verificado na Universidade de Cambridge para condições não drenadas. Para P/D entre 0,1 e 0,2 o mecanismo de rotura e o valor da pressão de suporte são semelhantes aos observados quando a cavidade é totalmente revestida. Para comprimentos da frente não revestida maiores ($P/D=0,4$) o colapso interessa primeiramente a parte não suportada e ocorre para valores da pressão de suporte substancialmente maiores. Neste caso o mecanismo de colapso aproxima-se de um mecanismo bidimensional. Refira-se que estas observações reforçam as que foram feitas, quase em simultâneo, em Cambridge e por Chambon et al. (Quadro 1. 4).

1.3. VIA TEÓRICA

Paralelamente à abordagem por via experimental desenvolveu-se a abordagem por via teórica, a qual se divide essencialmente nos métodos de análise limite e nos métodos de equilíbrio limite.

1.3.1. MÉTODOS DE ANÁLISE LIMITE

A determinação da pressão de suporte necessária para garantir a estabilidade de um túnel por meio da análise limite considera as relações tensão-deformação dos solos, permitindo a estimativa de duas soluções que delimitam o verdadeiro valor da carga de colapso.

Em rigor, as soluções de limite superior e inferior são apenas aplicáveis a materiais com fluxo associado. No entanto, segundo Atkinson e Potts (1977), Palmer (1966) sugeriu que o limite inferior baseado no critério de rotura de Coulomb deve ainda ser válido para fluxo não associado e Davis (1968) provou que uma solução de limite superior para $\psi=\phi$ é também uma solução de limite superior para $\psi<\phi$. No caso das condições não drenadas as soluções limite são naturalmente sempre válidas.

A maior parte dos métodos usados na prática baseia-se nas soluções de limite inferior, as quais fornecem estimativas para a pressão de suporte do lado da segurança. Tal facto garante que a margem efectiva de segurança contra o colapso não será inferior ao factor de segurança adoptado nos cálculos.

1.3.1.1. CONDIÇÕES NÃO DRENADAS

1.3.1.1.1. TÚNEIS NÃO REVESTIDOS

Davis et al. (1980) obtiveram soluções de limite superior e de limite inferior bastante boas para túneis superficiais, em análises não drenadas. Consideraram 3 casos distintos, que denominaram como casos

1, 2 e 3. Neste subcapítulo referir-se-á apenas o caso 1, o qual diz respeito a um túnel circular não revestido. O caso 2, referente a uma frente de escavação em estado plano de deformação, não será abordado no âmbito deste trabalho e o caso 3, centrado numa frente de escavação circular verdadeiramente tridimensional, será desenvolvido no ponto 1.3.1.1.2.

Levaram em consideração nas análises uma pressão superficial σ_s , associada a uma possível sapata flexível de grandes dimensões ou a um eventual estrato sobrejacente constituído por um material muito pouco resistente. O solo foi idealizado como um material elástico perfeitamente plástico, com uma resistência não drenada c_u constante em profundidade.

Através da fixação dos parâmetros adimensionais C/D e $\gamma D/c_u$, os autores determinaram o valor limite de $(\sigma_s - \sigma_T)/c_u$. Para o caso presente (caso 1) foram definidos dois tipos de soluções de limite inferior. O primeiro diz respeito a um solo fictício sem peso ($\gamma D/c_u=0$):

$$(\sigma_s - \sigma_T)/c_u = 2 \ln(2C/D + 1) \quad (1-3)$$

Para $\gamma D/c_u > 0$, apresentam-se na Figura 1. 16 uma série de soluções de limite inferior para valores diferentes de $\gamma D/c_u$ as quais, segundo Davis et al. (1980), foram obtidas com o auxílio de um programa de cálculo desenvolvido por Seneviratne (1979). Insere-se também, para comparação, a solução correspondente à expressão (1-3).

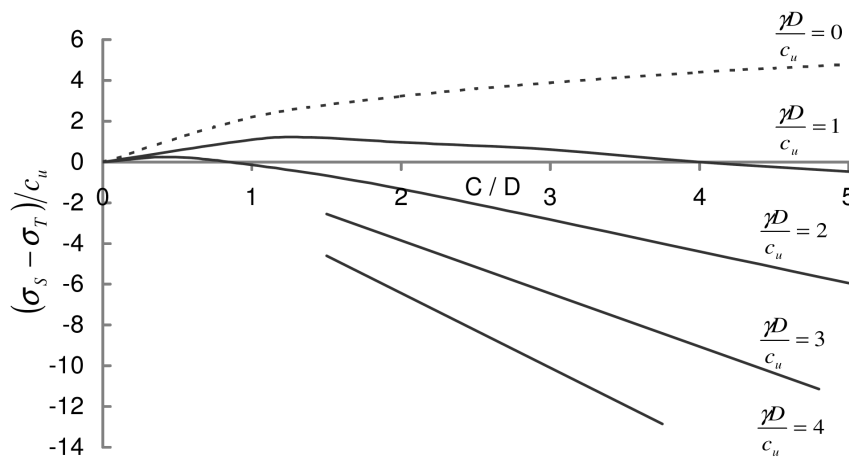


Figura 1. 16 - soluções de limite inferior para o caso 1, com $\gamma D/c_u > 0$ (Davis et al., 1980)

Quanto às soluções de limite superior, foram sugeridos pelos autores quatro mecanismos de rotura distintos que se representam esquematicamente na Figura 1. 17 conjuntamente com as respectivas soluções para $\gamma D/c_u=0$.

Por observação da Figura 1. 17 e da Figura 1. 18 ($\gamma D/c_u=3$) verifica-se que o mecanismo C é o mecanismo crítico para profundidades relativas mais baixas, sendo substituído pelo mecanismo D para valores mais elevados de C/D . Pode ainda observar-se que o valor de C/D para o qual ocorre a troca de mecanismos diminui com o aumento do valor de $\gamma D/c_u$. A representação em simultâneo do limite inferior permite constatar uma excelente proximidade entre ambos, o que sugere a possibilidade de prever a carga de colapso real com bastante precisão.

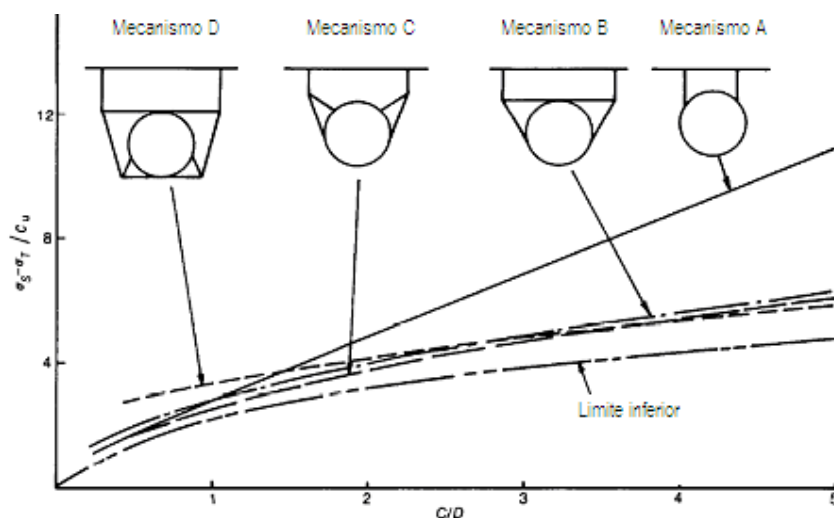


Figura 1. 17 - soluções de limite superior para o caso 1, com $\gamma D/c_u=0$ (Davis et al., 1980)

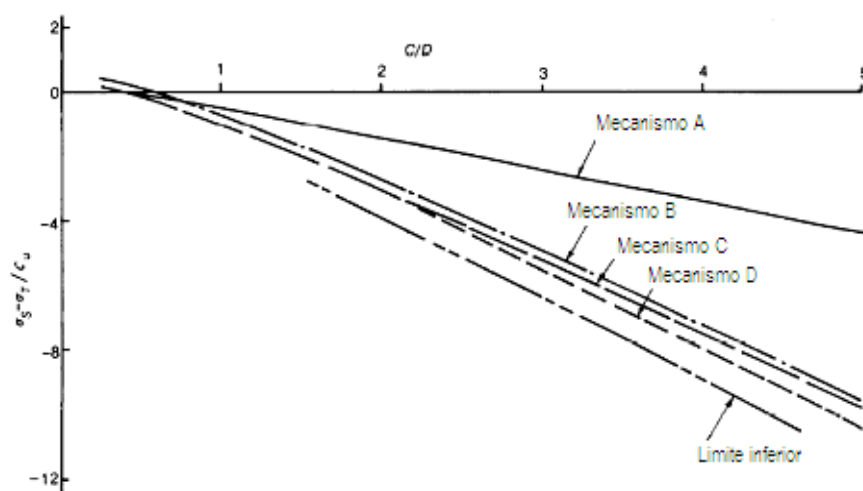


Figura 1. 18 - soluções de limite superior para o caso 1, com $\gamma D/c_u=3$ (Davis et al., 1980)

Na Figura 1. 19 opta-se pela representação do número de estabilidade, tornando-se evidente que para $C/D > 3$ os limites inferiores e superiores de N são pouco dependentes de $\gamma D/c_u$. Para $C/D < 3$ verifica-se uma maior dispersão dos resultados, a qual leva os autores a sugerirem a adopção do limite inferior correspondente a $\gamma D/c_u=0$ como um critério seguro para a definição da pressão de suporte a adoptar.

Torna-se clara a dependência do número de estabilidade N em relação à profundidade relativa, verificando-se que os valores críticos daquele factor podem ser bastante inferiores aos limites preconizados por Broms e Bennermark (1967) ou Peck (1969), para pequenas profundidades relativas, tal como já tinha sido observado experimentalmente por Mair (1979) e Mair et al. (1984). Convém no entanto ressaltar que os limites referidos, obtidos experimentalmente, dizem respeito a túneis profundos inteiramente revestidos, pelo que não são directamente aplicáveis ao caso actualmente em análise.

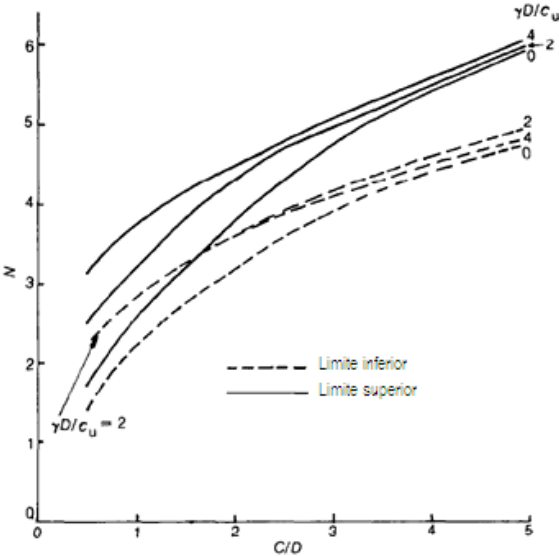


Figura 1. 19 - limites superiores e inferiores do número de estabilidade para o caso 1 (Davis et al., 1980)

De forma a aferir a qualidade das soluções limite propostas procedeu-se ao enquadramento das pressões de suporte medidas no colapso de modelos não drenados (Mair, 1979, Mair et al., 1984), caracterizados por um parâmetro $\gamma D/c_u = 2,6$ (Figura 1. 20). Verifica-se uma excelente proximidade, validando-se assim as soluções limite, tanto superior como inferior, de Davis et al. (1980).

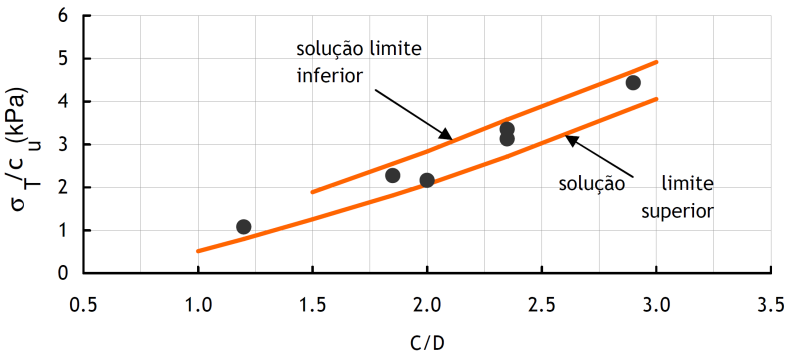


Figura 1. 20 – enquadramento dos resultados experimentais de Mair (1979) e Mair et al. (1984) pelas soluções limite de Davis et al. (1980) – $\gamma D/c_u = 2,6$

As soluções propostas por Davis et al. (1980), embora de qualidade inquestionável, têm o seu campo de aplicação restrito a túneis de secção circular e maciços de resistência não drenada constante em profundidade. Sloan e Assadi tentaram preencher estas lacunas, avaliando o comportamento de túneis circulares inseridos em maciços de resistência não drenada variável em profundidade e de túneis de secção quadrada.

Em alternativa à determinação de um campo de tensões admissíveis para o caso do limite inferior e de um mecanismo de colapso cinematicamente admissível para o limite superior, o procedimento adoptado pelos autores supracitados recorre a uma discretização semelhante à do método dos elementos finitos, procedimento esse bastante mais versátil que os convencionais. Não se trata de uma variação do método dos elementos finitos mas utiliza a mesma ideia da obtenção de soluções com base

na discretização de um domínio. Permite, entre outros, a consideração de geometrias complexas, carregamentos complicados e perfis de solo não homogêneos.

A introdução da variação do parâmetro c_u em profundidade, para o caso de um túnel de secção circular, foi levada a cabo por Sloan e Assadi em 1993 de acordo com a expressão,

$$c_u(z) = c_{u0} + \rho z, \quad (1-4)$$

em que c_{u0} representa a resistência não drenada à superfície e ρ o aumento desta em profundidade por metro linear. A definição do parâmetro ρ (expressão 1-5) foi feita com base no trabalho de Skempton, (citado por Sloan e Assadi, 1993) o qual após analisar uma grande quantidade de dados experimentais sugeriu para a evolução em profundidade da resistência não drenada de argilas normalmente consolidadas:

$$\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} = 0,11 + 0,0037 I_p, \quad (1-5)$$

em que σ'_{v0} é a tensão efectiva de repouso e I_p é o índice de plasticidade da argila.

Sloan e Assadi (1993) substituíram o γ' e o I_p por valores representativos, tendo chegado a uma variação entre 0,5 kN/m³ e 5 kN/m³ para o parâmetro ρ . Com base nesta gama, variaram o parâmetro adimensional $\rho D/c_u$ entre 0 e 1, com incrementos de 0,25. Quanto ao valor de $\gamma D/c_u$, consideraram-no a variar entre 0 e 3, com incrementos unitários.

De modo a controlar a qualidade das soluções numéricas, os autores compararam os limites superiores obtidos a partir deste procedimento com os determinados a partir de quatro mecanismos de blocos rígidos, que se representam na Figura 1. 21.

Os mecanismos de três e quatro variáveis representados correspondem respectivamente aos mecanismos D e C de Davis et al. (1980). O mecanismo de rotura local (duas variáveis) justifica-se com base na evidência experimental relatada por Mair (1979), que aponta para a não propagação até à superfície para valores de C/D superiores a 3,0, traduzindo-se a rotura observada nos modelos centrifugados por grandes movimentos das paredes do túnel para o interior, acompanhados por assentamentos à superfície bastante pequenos. O mecanismo de sete variáveis foi definido por Sloan e Assadi.

Embora os mecanismos de três e quatro variáveis tenham permitido obter boas soluções de limite superior para túneis superficiais com resistência não drenada uniforme, quando Sloan e Assadi (1993) introduziram a variação deste parâmetro em profundidade, verificaram que as soluções fornecidas pelo mecanismo de sete variáveis se tornavam significativamente melhores.

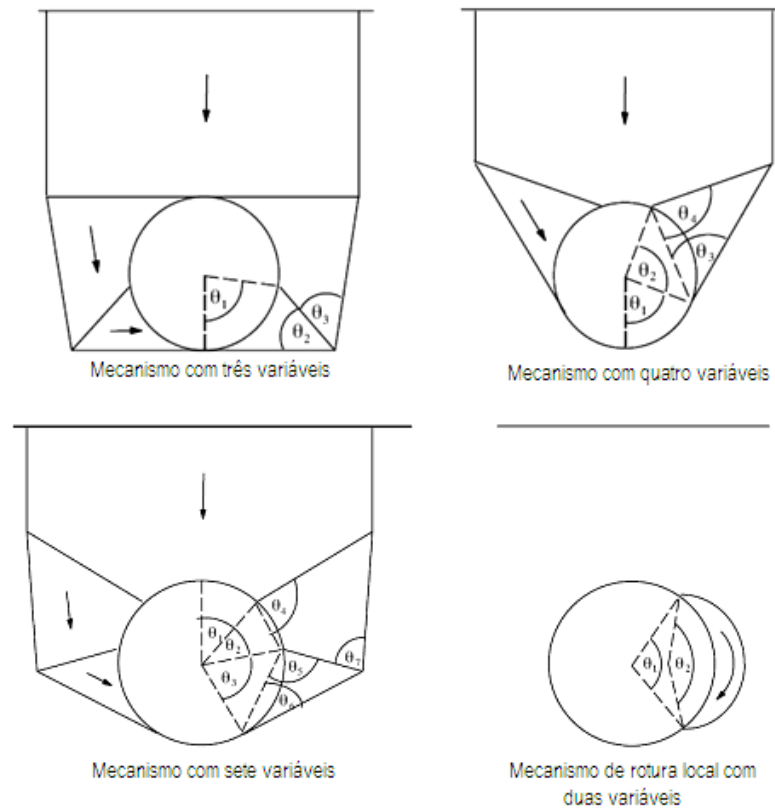


Figura 1. 21 - mecanismos de rotura por blocos rígidos (Sloan e Assadi, 1993)

No caso dos túneis mais profundos, uma vez que rotura não se propaga até à superfície, os melhores resultados surgiram associados ao mecanismo de duas variáveis. Para valores constantes da resistência não drenada, Sloan e Assadi confirmaram que a solução associada ao mecanismo de rotura local é independente de C/D , tal como seria de esperar, fornecendo um limite superior de:

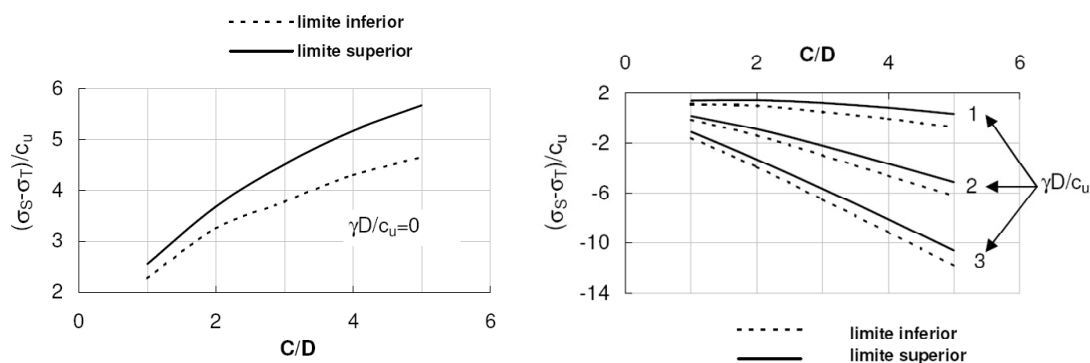
$$\gamma D/c_u = 11,72. \quad (1-6)$$

No Quadro 1. 5 apresenta-se o resumo dos resultados obtidos pelos autores. Os valores em **negrito** foram obtidos a partir do mecanismo de sete variáveis, os sombreados foram calculados a partir da formulação por elementos finitos e os restantes foram linearmente interpolados entre $\gamma D/c_{u0} = 0$ e $\gamma D/c_{u0} = 3$.

A representação gráfica dos resultados para o caso da resistência não drenada constante em profundidade (Figura 1. 22) permite detectar uma tendência semelhante à definida por Davis et al. (1980), com uma melhoria ligeira relativamente aos valores das soluções de limite superior (Figura 1. 23).

Quadro 1. 5 - limites inferior e superior de $(\sigma_S - \sigma_T)/c_{u0}$ para um túnel circular (Sloan e Assadi, 1993)

C/D	$\rho D/c_{u0}$	Limites inferior e superior de $(\sigma_S - \sigma_T)/c_u$							
		$\gamma D/c_{u0} = 0$		$\gamma D/c_{u0} = 1$		$\gamma D/c_{u0} = 2$		$\gamma D/c_{u0} = 3$	
1	0,00	2,27	2,55	1,08	1,37	-0,16	0,15	-1,60	-1,12
	0,25	2,73	3,05	1,60	1,91	0,40	0,73	-0,98	-0,47
	0,50	3,18	3,53	2,06	2,41	0,90	1,26	-0,38	0,10
	0,75	3,61	4,01	2,50	2,89	1,36	1,76	0,18	0,62
	1,00	4,04	4,46	2,93	3,35	1,80	2,24	0,70	1,11
2	0,00	3,25	3,68	0,97	1,41	-1,40	-0,91	-3,87	-3,28
	0,25	4,54	5,10	2,29	2,89	0,05	0,65	-2,20	-1,61
	0,50	5,79	6,48	3,58	4,29	1,38	2,08	-0,83	-0,14
	0,75	7,02	7,85	4,82	5,66	2,63	3,46	0,43	1,26
	1,00	8,24	9,20	6,05	7,02	3,87	4,83	1,68	2,64
3	0,00	3,78	4,51	0,47	1,18	-2,95	-2,20	-6,49	-5,63
	0,25	6,05	7,11	2,78	3,85	-0,49	0,56	-3,76	-2,72
	0,50	8,22	9,62	4,99	6,39	1,76	3,15	-1,47	-0,11
	0,75	10,38	12,10	7,17	8,88	3,95	5,66	0,74	2,42
	1,00	12,52	14,57	9,32	11,36	6,12	8,14	2,92	4,92
4	0,00	4,30	5,17	-0,08	0,80	-4,57	-3,61	-9,11	-8,08
	0,25	7,67	9,15	3,38	4,86	-0,91	0,56	-5,20	-3,77
	0,50	10,97	12,99	6,72	8,73	2,47	4,46	-1,78	0,18
	0,75	14,24	16,80	10,01	12,56	5,79	8,30	1,56	4,03
	1,00	17,50	20,60	13,28	16,36	9,06	12,11	4,84	7,85
5	0,00	4,65	5,67	-0,74	0,30	-6,20	-5,10	-11,80	-10,60
	0,25	9,30	11,25	4,00	5,94	-1,31	0,61	-6,61	-4,74
	0,50	13,83	16,59	8,56	11,30	3,28	6,01	-1,99	0,70
	0,75	18,32	21,89	13,07	16,62	7,82	11,33	2,57	6,04
	1,00	22,80	27,17	17,57	21,91	12,33	16,63	7,10	11,35

Figura 1. 22 - soluções de limite superior e inferior (túnel circular não revestido), para $\gamma D/c_u=0$ (esquerda) e $\gamma D/c_u > 0$ (direita) (Sloan e Assadi, 1993)

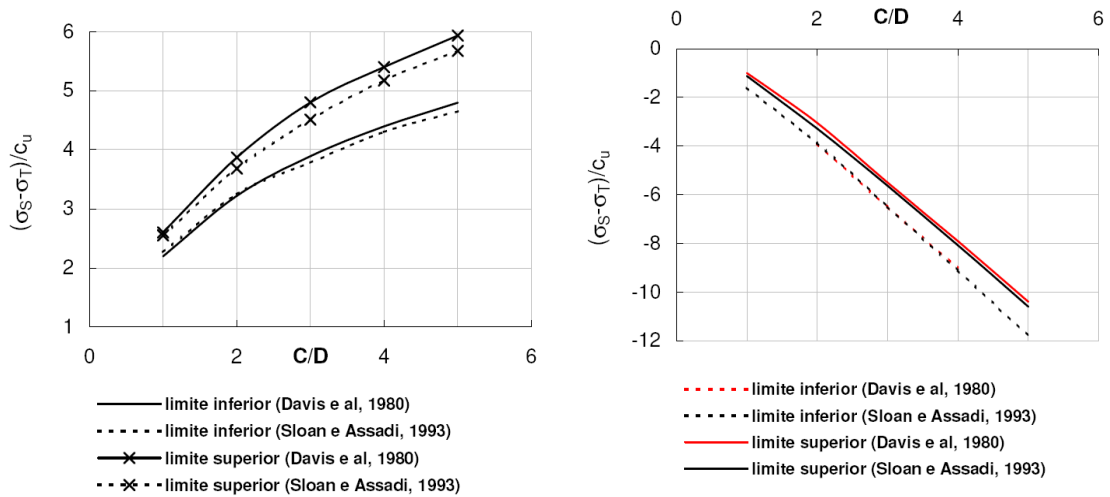


Figura 1. 23 - comparação entre as soluções de análise limite de Davis et al. e Sloan e Assadi: túnel circular não revestido com $\gamma D/c_u=0$ (esquerda) e $\gamma D/c_u=3$ (direita)

Mais recentemente, Antão (1997) desenvolveu novas soluções limite superior com recurso a uma abordagem semelhante à dos autores anteriormente citados, isto é, por via da geração automática de mecanismos de rotura através de um processo de optimização de soluções cinemáticas numericamente obtidas. Com recurso ao LIMI, módulo do programa de cálculo por elementos finitos CESAR – L.C.P.C. (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) determinou, em função da profundidade do túnel, limites superiores do número de estabilidade N , para os valores de $\gamma D/c_u$ entre 0 e 4 com incrementos unitários.

O autor citado conseguiu obter uma melhoria significativa em relação às soluções de limite superior propostas por Sloan e Assadi (1993), as quais eram já de si melhores do que as propostas por Davis et al. (1980). A Figura 1. 24 e a Figura 1. 25 apresentam o enquadramento da nova solução limite superior para $\gamma D/c_u = 0$ e $\gamma D/c_u = 3$.

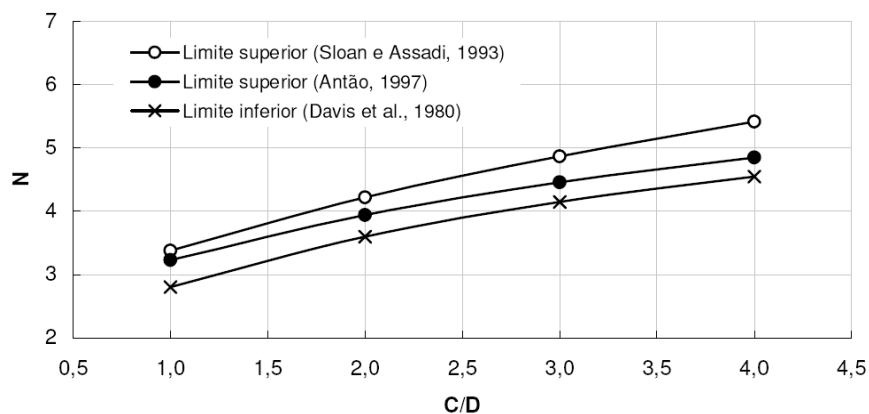


Figura 1. 24 - enquadramento da solução de limite superior de Antão, 1997 ($\gamma D/c_u = 0$)

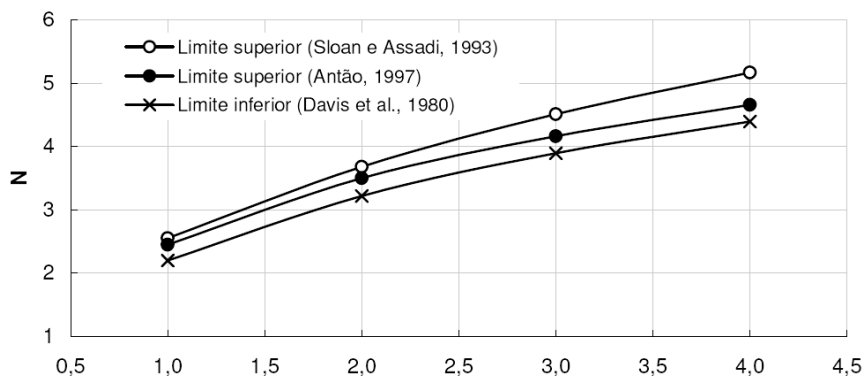


Figura 1. 25 - enquadramento da solução de limite superior de Antão, 1997 ($\gamma D/c_u = 3$)

O caso de um túnel superficial não revestido de secção quadrada, em condições não drenadas, foi também analisado por Assadi e Sloan (1991). A abordagem adoptada foi semelhante à anteriormente descrita, em que os autores optaram por discretizar o domínio do problema em elementos, aplicando depois os teoremas limite elemento a elemento e chegando a uma solução por via de um processo de optimização.

Os resultados foram comparados com os obtidos a partir da consideração de mecanismos de blocos rígidos, designados por Assadi e Sloan (1991) como mecanismo A e mecanismo B. O primeiro baseia-se no “modelo de alçapão” definido por Davis em 1968,

$$[(\sigma_s - \sigma_T)/c_u \leq (C/B)(2 - \gamma B/c_u)], \quad (1-7)$$

em que B é igual ao comprimento do lado da secção quadrada do túnel.

O segundo mecanismo, por seu turno, direcciona-se para túneis menos superficiais, fazendo intervir no colapso também as paredes do túnel.

Os resultados optimizados apresentam-se no Quadro 1. 6 e na Figura 1. 26. Relativamente aos limites superiores, os valores em **negrito** foram obtidos a partir do mecanismo A, os **sombreados** correspondem ao mecanismo de rotura B e os restantes foram calculados com base na formulação por elementos finitos.

Verifica-se que o mecanismo A frequentemente fornece os melhores limites superiores para túneis superficiais ($C/B < 1$). À medida que C/B ou $\gamma D/c_u$ aumentam, o colapso passa a ser acompanhado por deformações nas paredes do túnel, passando os melhores limites superiores a ser fornecidos pelo mecanismo B ou pelo método dos elementos finitos.

Quadro 1. 6 - limites de estabilidade para um túnel de secção quadrada (Assadi e Sloan, 1991)

C/B	Limites inferior e superior de $(\sigma_s - \sigma_t)/c_u$							
	$\gamma D/c_{u0} = 0$		$\gamma D/c_{u0} = 1$		$\gamma D/c_{u0} = 2$		$\gamma D/c_{u0} = 3$	
0,3	0,522	0,600	0,261	0,300	-0,050	0,000	-0,401	-0,300
0,4	0,712	0,800	0,344	0,400	-0,055	0,000	-0,590	-0,400
0,5	0,915	1,000	0,447	0,500	-0,072	0,000	-0,760	-0,500
0,6	1,120	1,200	0,538	0,600	-0,124	0,000	-0,985	-0,656
0,7	1,320	1,400	0,631	0,700	-0,181	0,000	-1,210	-0,874
0,8	1,520	1,600	0,704	0,800	-0,261	0,000	-1,410	-1,100
0,9	1,700	1,800	0,758	0,900	-0,343	-0,115	-1,620	-1,320
1,0	1,880	2,000	0,810	1,000	-0,440	-0,234	-1,830	-1,540
1,5	2,500	2,770	0,750	0,960	-1,090	-0,854	-3,010	-2,680
2,0	2,890	3,150	0,600	0,825	-1,780	-1,500	-4,220	-3,840
3,0	3,450	3,820	0,140	0,478	-3,240	-2,870	-6,730	-6,230
4,0	3,900	4,370	-0,410	0,039	-4,830	-4,310	-9,380	-8,680
5,0	4,230	4,790	-1,060	-0,554	-6,510	-5,880	-12,100	-11,210
6,0	4,550	5,190	-1,780	-1,150	-8,250	-7,480	-14,870	-13,810
7,0	4,810	5,570	-2,570	-1,770	-10,050	-9,100	-17,650	-16,430
8,0	5,030	5,790	-3,360	-2,540	-11,870	-10,870	-20,500	-19,210
9,0	5,280	6,050	-4,100	-3,290	-13,790	-12,620	-23,570	-21,950
10,0	5,470	6,290	-5,000	-4,050	-15,790	-14,380	-26,600	-24,710

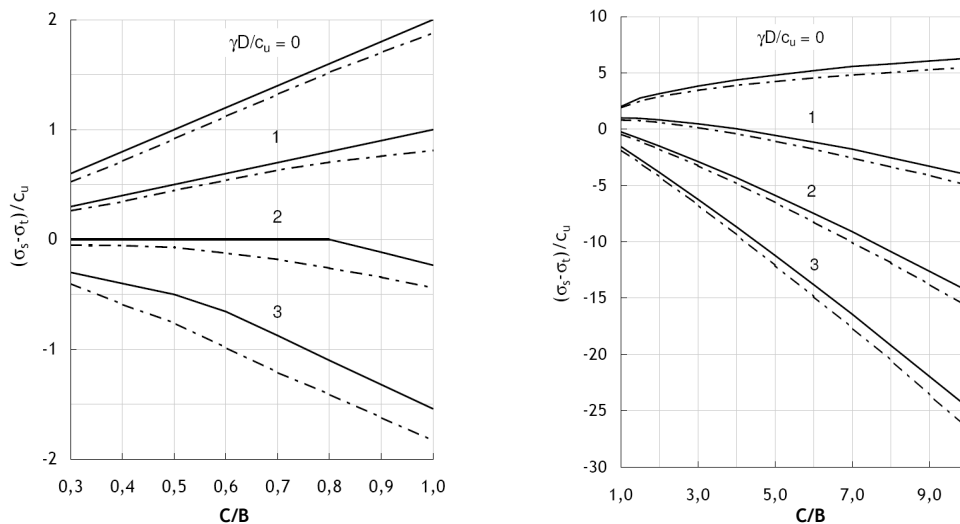


Figura 1. 26 - limites de estabilidade para o colapso não drenado de um túnel de secção quadrada (Assadi e Sloan, 1991)

Tal como tinha sido feito no caso dos túneis de secção circular, Sloan e Assadi (1991), fizeram posteriormente variar a resistência não drenada em profundidade para os túneis de secção quadrada. Na Figura 1. 27 apresentam-se os resultados obtidos para $C/B = 2$ e $C/B = 5$ os quais apontam para um aumento significativo da estabilidade para valores crescentes do parâmetro ρ , como seria de esperar.

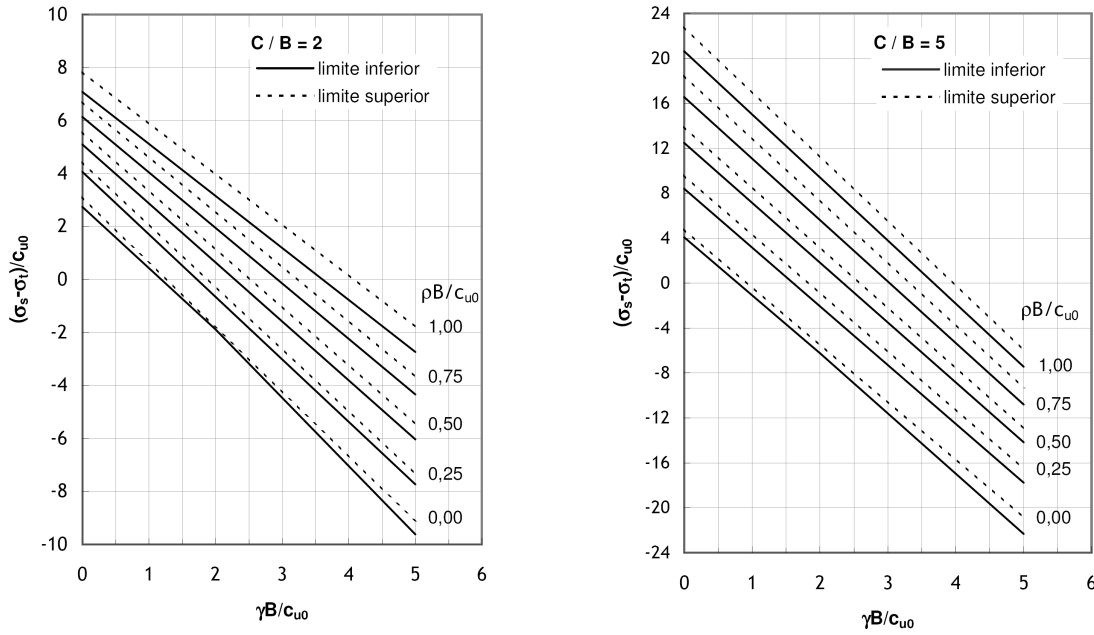


Figura 1. 27 - limites de estabilidade em função da variação do c_u para túneis de secção quadrada (Sloan e Assadi, 1991)

1.3.1.1.2. TÚNEIS REVESTIDOS

Davis et al. (1980) analisaram a estabilidade da frente de um túnel circular totalmente revestido em condições não drenadas. Produziram duas soluções de limite inferior, utilizando campos de tensão cilíndricos e esféricos, respectivamente:

$$(\sigma_s - \sigma_T) / c_u = 2 + 2 \ln(2C / D + 1) \quad (1-8)$$

$$(\sigma_s - \sigma_T) / c_u = 4 \ln(2C / D + 1) \quad (1-9)$$

As soluções referidas são válidas para um solo sem peso, com $\gamma D / c_u = 0$ e representam-se na Figura 1. 28. Segundo os autores, o efeito do peso próprio pode ser adicionado, o que leva à interpretação da Figura 1. 28 em termos de número de estabilidade, para o caso geral, e em termos do parâmetro $(\sigma_s - \sigma_T) / c_u$, para o caso do solo sem peso. Por observação da figura, verifica-se que para túneis mais superficiais o campo de tensões cilíndrico fornece a melhor solução, invertendo-se esta tendência para $C/D = 0,86$ (Davis et al., 1980).

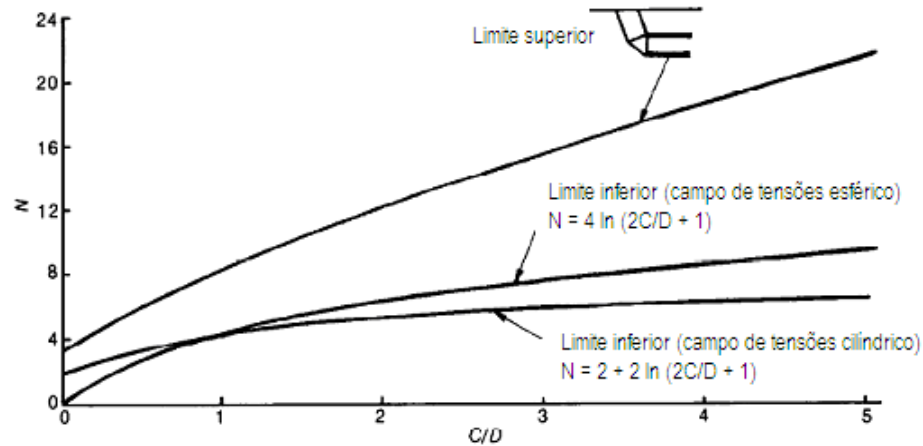


Figura 1. 28 - soluções de estabilidade para um túnel inteiramente revestido (Davis et al., 1980)

Na Figura 1. 28 apresenta-se ainda uma solução de limite superior, obtida por otimização do mecanismo de três variáveis, composto por dois cilindros truncados, representado na mesma. Verifica-se para o caso presente um maior afastamento entre os limites inferior e superior do que o obtido para o caso do túnel não revestido. A comparação dos limites propostos com os resultados experimentais de Kimura e Mair (1981) e de Mair et al. (1984) (Figura 1. 29) revela no entanto um bom enquadramento, embora os valores medidos experimentalmente se aproximem significativamente da solução limite inferior.

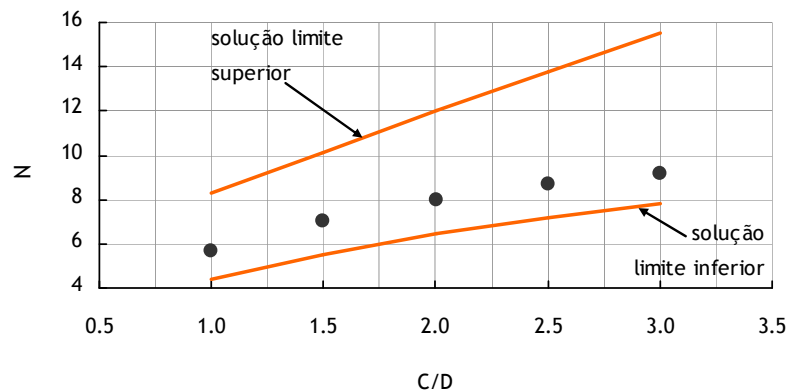


Figura 1. 29 - enquadramento dos resultados experimentais de Kimura e Mair (1981) e de Mair et al. (1984) pelas soluções limite de Davis et al. (1980) – $\gamma D/c_u = 2,6$

No que diz respeito a túneis mais superficiais, Davis et al. (1980) substituíram o mecanismo de três variáveis referido por um mecanismo de rotura local, constituído pelo movimento de rotação de uma calote esférica centrada num ponto do eixo, tendo obtido para o limite superior a expressão:

$$\frac{\gamma D}{c_u} = 10,96 \quad (1-10)$$

Posteriormente, a constatação de que as condições de rotura observadas experimentalmente são próximas das deduzidas a partir da abordagem pelo interior Teorema da Região Inferior (Figura 1. 29) levou Leca e Dormieux (1992) a procurar melhorar as abordagens pelo Teorema da Região Superior disponíveis à data. Várias famílias de novos mecanismos foram desenvolvidas, a partir de blocos cilíndricos, tóricos ou cónicos, animados de movimentos de corpo rígido ou submetidos a deformações. Os mecanismos considerados não permitiram melhorias significativas aos resultados de Davis et al. (1980) excepto para $C/D > 3$ (Figura 1. 30).

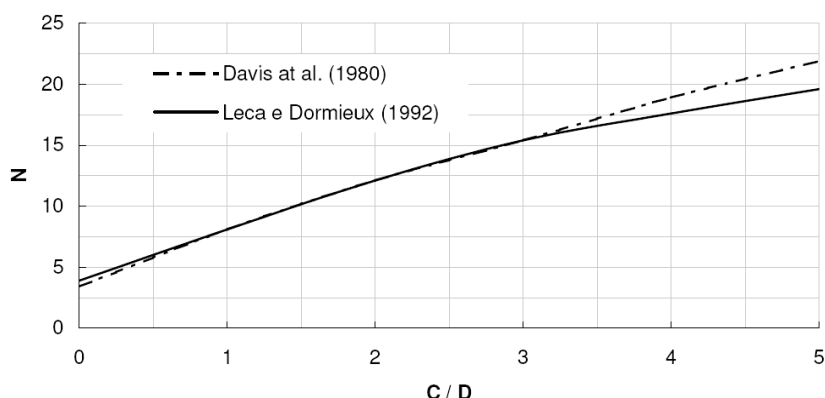


Figura 1. 30 - mecanismo de rotura global (intersecção da superfície) – comparação entre os resultados de Davis et al. (1980) e Leca e Dormieux (1992)

Leca e Dormieux (1992) sugeriram então que o grande afastamento constatado entre os limites superior e inferior podia resultar de sobrestimar a resistência à tracção do terreno nos cálculos cinemáticos, factor que poderia ser corrigido pela utilização de um critério de Tresca truncado, i.e., sem resistência à tracção. Com base nessa hipótese, os autores reanalisaram o modo de rotura local tendo observado algumas melhorias. Adicionalmente, procederam à substituição do mecanismo de rotura local de Davis et al. (1980) por um arco de toro de eixo perpendicular ao plano de simetria da obra e passando pelo coroamento no plano da frente. Na ausência de pressão na frente, chegaram a uma condição de estabilidade mais restritiva, a qual vem associada em simultâneo à substituição do mecanismo local considerado e à truncatura do critério de rotura:

$$\gamma D / c_u = 6,62. \quad (1-11)$$

Mais recentemente, Antão (1997) desenvolveu novas soluções limite com base em análises numéricas. Utilizou duas configurações geométricas, a primeira com o túnel totalmente revestido ($P/D = 0$) e a segunda com um comprimento não revestido igual ao diâmetro ($P/D = 1$). O único carregamento que considerou foi o associado ao peso volúmico do solo, tendo adoptado um parâmetro $\gamma D / c_u = 2,6$.

Com recurso ao LIM1, módulo do programa de cálculo por elementos finitos CESAR – L.C.P.C. (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées), Antão (1997) determinou, em função da profundidade do túnel, limites superiores optimizados do número de estabilidade N . Na Figura 1. 31 representam-se os resultados obtidos para $P/D = 0$, acrescentando-se ainda, para comparação, os resultados propostos por Davis et al. (1980) e alguns dos resultados experimentais de Kimura e Mair (1981) obtidos na

centrifugadora da Universidade de Cambridge. Verifica-se que a nova abordagem não introduz qualquer melhoria no limite superior existente.

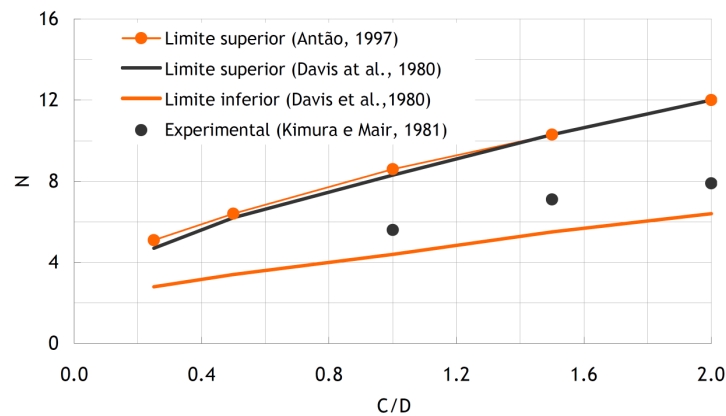


Figura 1. 31 – enquadramento do limite superior do número de estabilidade determinado por Antão (1997)

Para $P/D = 1$, Antão fez variar C/D entre 0,25 e 1,00 tendo obtido os resultados patentes na Figura 1. 32.

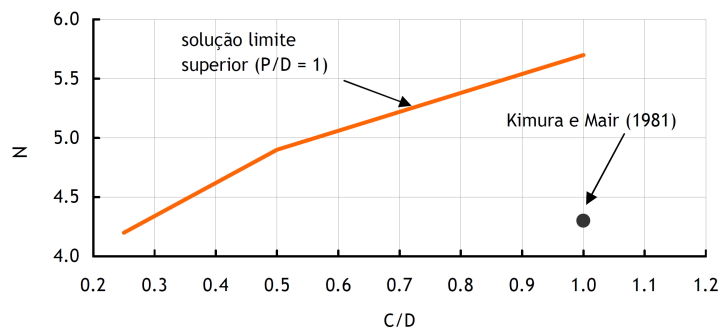


Figura 1. 32 – solução limite superior para um túnel revestido com $P/D = 1$ em condições não drenadas (Antão, 1997)

Não foi possível comparar a solução limite da Figura 1. 32 com outras existentes uma vez que, segundo o próprio autor, não se conhecem soluções de análise limite para o caso de um túnel revestido com $P/D > 0$. O único enquadramento possível foi feito com um dos valores experimentais de Kimura e Mair (1981), que se representa na mesma figura.

1.3.1.1.3. TÚNEIS REVESTIDOS. ESTUDO DA FRENTA EM ESTADO PLANO DE DEFORMAÇÃO

Finaliza-se este subcapítulo com uma referência a um trabalho recente, que diz respeito a uma frente de escavação em estado plano de deformação, em condições não drenadas (Augarde et al., 2003).

Este estudo é referido porque, apesar do problema da estabilidade da frente ser inerentemente tridimensional, muito pode ser aprendido a partir deste modelo bidimensional mais simples. Melhorias

recentes nos algoritmos permitiram refinar bastante as malhas o que possibilitou a obtenção de limites muito próximos.

Com recurso à análise limite associada à discretização do domínio, os autores analisaram um problema em que a resistência não drenada varia linearmente em profundidade, designando por c_{u0} o seu valor à superfície. A gama de variação adoptada baseou-se nos trabalhos de Skempton (1957) e de Ladd et al. (1977) que propuseram para as argilas normalmente consolidadas:

$$\frac{c_u(z)}{\sigma'_v(z)} = 0,11 + 0,0037I_p \quad (1-12)$$

e para os depósitos sobreconsolidados:

$$\frac{(c_u(z)/\sigma'_v(z))_{OC}}{(c_u(z)/\sigma'_v(z))_{NC}} = (OCR)^{0,8}. \quad (1-13)$$

Considerando para a resistência não drenada uma lei de variação linear expressa pela expressão (1-5) e tomando em consideração os estudos anteriormente citados, os autores adoptaram para o parâmetro adimensional $\rho D/c_{u0}$ uma variação entre 0 e 1 de forma a abranger uma grande gama de solos normalmente consolidados e sobreconsolidados.

Augarde et al. (2003) apresentaram os resultados na forma $(\sigma_S - \sigma_T)/c_{u0}$, embora tenham feito $\sigma_S = 0$ em todas as análises e optimizado apenas o valor de σ_T .

Os resultados obtidos (Quadro 1. 7 e Figura 1. 33) sugerem que para um solo sem peso o parâmetro de carga $(\sigma_S - \sigma_T)/c_{u0}$ aumenta sempre com a profundidade C/D e com $\rho D/c_{u0}$. A partir do momento em que se leva em consideração o peso próprio do solo, o parâmetro de carga começa por diminuir com C/D , invertendo-se essa tendência para determinado valor de $\rho D/c_{u0}$, o qual por sua vez é função de $\gamma D/c_{u0}$.

Quadro 1. 7 - limites de estabilidade de uma frente plana (Augarde et al., 2003)

C/D	$\rho D/c_{u0}$	Limites inferior e superior de $(\sigma_S - \sigma_T)/c_{u0}$							
		$\gamma D/c_{u0} = 0$		$\gamma D/c_{u0} = 1$		$\gamma D/c_{u0} = 2$		$\gamma D/c_{u0} = 3$	
1	0,00	4,00	4,39	2,46	2,89	0,85	1,39	-0,74	-0,11
	0,25	5,32	5,59	3,82	4,09	2,29	2,59	0,68	1,09
	0,50	6,47	6,77	4,98	5,27	3,46	3,77	1,87	2,27
	0,75	7,60	7,93	6,12	6,43	4,62	4,93	3,04	3,43
	1,00	8,73	9,09	7,25	7,59	5,76	6,09	4,19	4,59
2	0,00	5,05	5,68	2,40	3,18	-0,20	0,68	-2,84	-1,82
	0,25	7,93	8,10	5,43	5,60	2,91	3,08	0,37	0,54
	0,50	10,42	10,66	7,93	8,17	5,43	5,66	2,90	3,14
	0,75	12,89	13,19	10,41	10,71	7,91	8,21	5,40	5,70
	1,00	15,35	15,72	12,87	13,24	10,38	10,74	7,87	8,24

Quadro 1. 7 - Limites de estabilidade de uma frente plana (continuação)

C/D	$\rho D/c_{u0}$	Limites inferior e superior de $(\sigma_S - \sigma_T)/c_{u0}$							
		$\gamma D/c_{u0} = 0$		$\gamma D/c_{u0} = 1$		$\gamma D/c_{u0} = 2$		$\gamma D/c_{u0} = 3$	
3	0,00	5,75	6,50	2,20	3,00	-1,40	-0,50	-5,03	-4,00
	0,25	10,20	10,50	6,70	7,00	3,19	3,48	-0,35	-0,05
	0,50	14,23	14,66	10,74	11,16	7,24	7,66	3,72	4,14
	0,75	18,23	18,79	14,75	15,30	11,25	11,80	7,75	8,30
	1,00	22,22	22,91	18,74	19,42	15,25	15,93	11,75	12,43
4	0,00	6,25	7,21	1,71	2,71	-2,86	-1,79	-7,49	-6,29
	0,25	12,52	12,82	8,03	8,32	3,52	3,81	-1,01	-0,72
	0,50	18,28	18,72	13,79	14,23	9,29	9,72	4,78	5,21
	0,75	24,01	24,59	19,52	20,10	15,03	15,60	10,53	11,09
	1,00	29,72	30,45	25,24	26,00	20,75	21,46	16,25	16,96
5	0,00	6,70	7,70	1,15	2,20	-4,48	-3,30	-10,11	-8,80
	0,25	14,81	15,19	9,32	9,69	3,81	4,18	-1,71	-1,35
	0,50	22,40	22,98	16,92	17,48	11,42	11,98	5,91	6,47
	0,75	29,96	30,72	24,48	25,23	18,99	19,73	13,49	14,23
	1,00	37,51	38,46	32,03	32,97	26,54	27,47	21,05	21,97
6	0,00	7,02	8,12	0,41	1,62	-6,10	-4,88	-12,90	-11,38
	0,25	17,14	17,58	10,65	11,08	4,14	4,57	-2,39	-1,95
	0,50	26,67	27,36	20,18	20,87	13,69	14,36	7,18	7,86
	0,75	36,17	37,11	26,69	30,61	23,20	24,22	16,70	17,61
	1,00	45,66	46,84	39,17	40,34	32,69	33,85	26,19	27,35
7	0,00	7,33	8,49	-0,32	0,99	-7,90	-6,51	-15,53	-14,01
	0,25	19,47	20,02	11,98	12,50	4,47	5,00	-3,05	-2,52
	0,50	31,01	31,87	23,53	24,37	16,03	16,87	8,53	9,36
	0,75	42,53	43,70	35,04	36,20	27,55	28,71	20,06	21,21
	1,00	54,02	55,51	46,54	48,02	39,06	40,53	31,56	33,03
8	0,00	7,46	8,83	-1,21	0,33	-9,80	-8,17	-18,43	-16,67
	0,25	21,82	22,46	13,33	13,96	4,82	5,45	-3,70	-3,06
	0,50	35,44	36,49	26,95	27,99	18,46	19,49	9,96	11,99
	0,75	49,02	50,48	40,55	41,99	32,06	33,49	23,56	24,99
	1,00	62,60	64,46	54,12	55,97	45,64	47,47	37,14	38,97
9	0,00	7,57	9,08	-2,16	-0,42	-11,75	-9,92	-21,39	-19,42
	0,25	24,19	24,95	14,70	15,46	5,19	5,95	-4,33	-3,57
	0,50	39,94	41,21	30,46	31,72	20,96	22,22	11,46	12,71
	0,75	55,66	57,43	46,17	47,94	36,68	38,44	27,19	28,94
	1,00	71,37	73,64	61,88	64,15	52,40	54,65	42,90	45,16
10	0,00	7,70	9,32	-3,16	-1,18	-13,75	-11,68	-24,39	-22,18
	0,25	29,58	27,48	16,09	16,98	5,58	6,48	-4,94	-4,03
	0,50	44,51	46,03	34,02	35,54	23,52	25,04	13,02	14,53
	0,75	62,40	64,54	51,92	54,05	41,43	43,55	30,93	33,06
	1,00	80,29	83,06	69,80	72,56	59,32	62,06	48,82	51,57

Na maior parte dos casos as soluções limite confinam a solução real até $\pm 4\%$. À medida que $\gamma D/c_{u0}$ aumenta, aumenta também ligeiramente o afastamento dos limites. Uma outra característica

importante dos resultados prende-se com a importância relativa do peso próprio do solo e do perfil de resistência não drenada. Quando $\rho D/c_{u0}$ aumenta de 0,5 para 1,0, a importância de $\gamma D/c_{u0}$ diminui consideravelmente. Foi ainda possível observar que a determinação da variável ρ assume maior importância para túneis mais profundos.

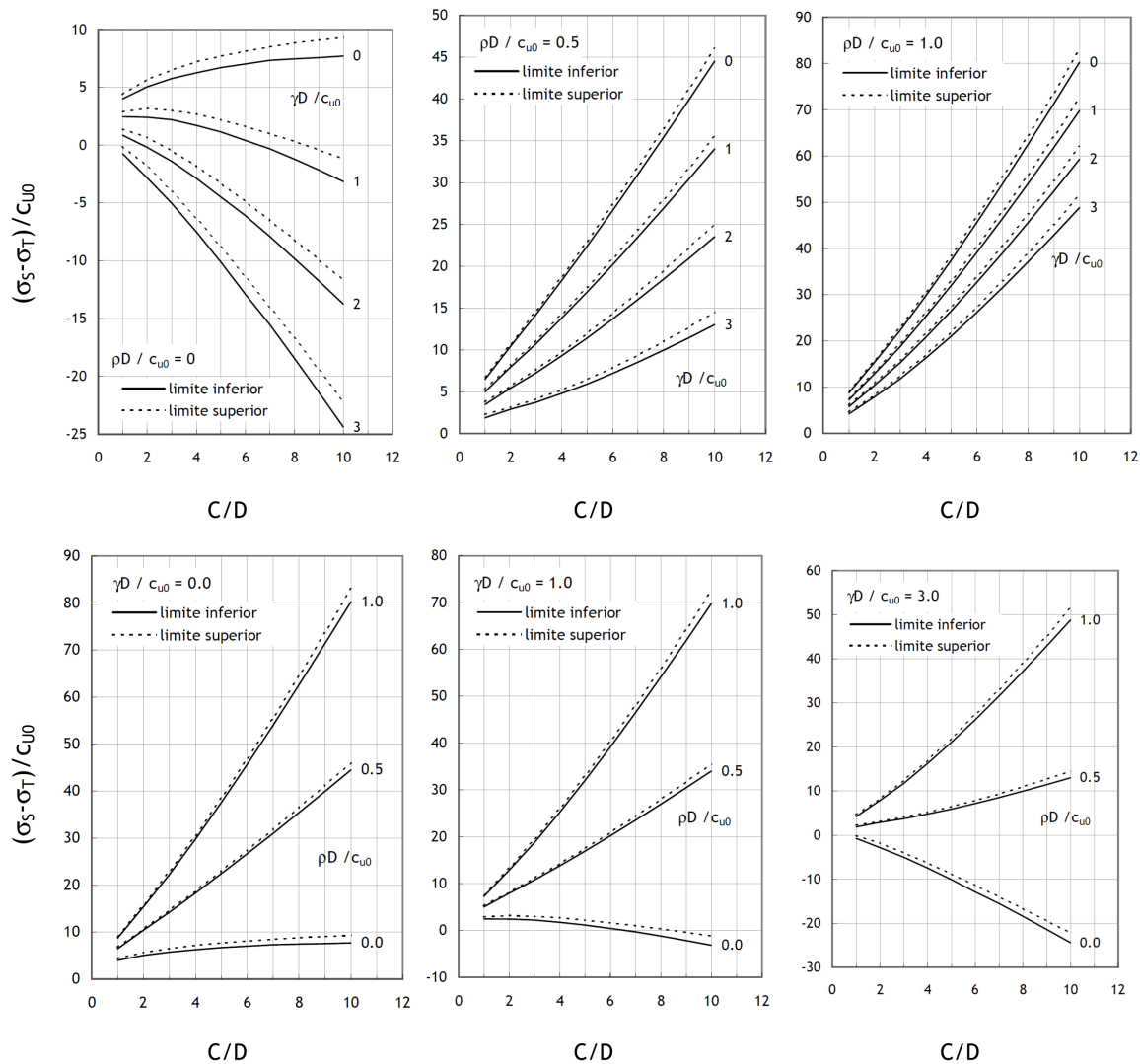


Figura 1. 33 – limites de estabilidade de uma frente plana (Augarde et al., 2003)

Para além das análises numéricas, os autores efectuaram análises analíticas para comparação. A solução analítica para o limite superior foi obtida por recurso a um mecanismo de rotura de cinco variáveis, que se representa na Figura 1. 34.

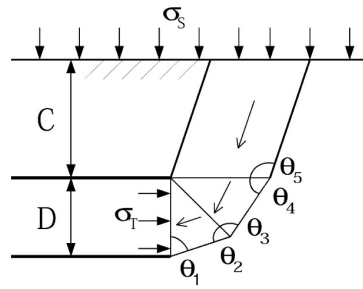


Figura 1. 34 - mecanismo de rotura de cinco variáveis utilizado na determinação do limite superior analítico.
(Augarde et al., 2003)

Quanto à solução de limite superior, Augarde et al. adaptaram uma solução de limite inferior de Ewing e Hill (1967), para o caso particular de um solo sem peso:

$$\frac{\sigma_s - \sigma_T}{c_{u0}} \geq 2 + 2 \log \left(\frac{C}{D} + 1 \right) \quad (1-15)$$

Para o caso de um solo com peso próprio, Davis et al. (1980) tinham sugerido ser aceitável adicionar um campo hidrostático de tensões ao caso sem peso de forma a obter uma solução. Esta abordagem não fornece um verdadeiro limite inferior, uma vez que a pressão no túnel passa a variar com a profundidade, contrariamente ao que se assumiu quando a solução limite inferior de um solo sem peso foi deduzida. Se se tomar antes σ_T como a pressão média ao longo da altura da secção, a solução, considerada uma estimativa segura por Davis et al. (1980), vem igual a

$$\frac{\sigma_s - \sigma_T}{c_{u0}} \geq 2 + 2 \log \left(\frac{C}{D} + 1 \right) - \frac{\mathcal{D}}{c_{u0}} \left(\frac{C}{D} + \frac{1}{2} \right). \quad (1-16)$$

A comparação dos resultados obtidos por via do método da discretização com as soluções analíticas levaram Augarde et al., 2003 a constatar que as primeiras eram bastante melhores.

1.3.1.2. CONDIÇÕES DRENADAS

1.3.1.2.1. TÚNEIS NÃO REVESTIDOS

No que diz respeito aos túneis não revestidos, em condições drenadas, verificou-se experimentalmente (Atkinson et al., 1975) a prevalência dos colapsos locais, tendo sido consequentemente sugerido o mecanismo de rotura da Figura 1. 8. Com base neste mecanismo, os autores acima referidos obtiveram uma solução limite superior para um solo friccional com uma lei de escoamento plástico associada ($\psi = \phi$) e $\sigma_s = 0$, igual a:

$$\frac{\sigma_T}{\gamma D} = \frac{1}{4 \cdot \cos \phi'} \cdot \left[\frac{1}{\tan \phi'} + \phi' - \frac{\pi}{2} \right], \quad (1-17)$$

A qual se mantém válida desde que a cunha não atinja a superfície, condição verificada sempre que:

$$\frac{C}{D} \geq \frac{1}{2} \left(\frac{1}{\sin \phi'} - 1 \right). \quad (1-18)$$

Alguns anos mais tarde, em 1977, Atkinson e Potts prosseguiram os estudos, tendo deduzido soluções de limite inferior para a pressão de suporte mínima para uma cavidade não revestida num material seco não coesivo.

A solução de limite inferior geral, para $\gamma \neq 0$ e $\sigma_s \neq 0$,

$$\sigma_T = \frac{D}{2(K_p - 2)} \left[\left(\frac{D}{D + 2C} \right)^{K_p - 2} \left(\left(\frac{\sigma_s}{D/2 + C} + \frac{2\gamma}{K_p} \right) (K_p - 2) + \gamma \right) - \gamma \right] \quad (1-19)$$

transforma-se em

$$\sigma_T = \sigma_s \left(1 + \frac{2C}{D} \right)^{1-K_p} \quad (1-20)$$

para $\gamma = 0$ e em

$$\frac{\sigma_T}{\gamma D} = \frac{1}{2(K_p - 2)} \left[\left(\frac{D}{D + 2C} \right)^{K_p - 2} \left(3 - \frac{4}{K_p} \right) - 1 \right] \quad (1-21)$$

para $\sigma_s = 0$.

Para este último caso (ausência de sobrecarga superficial), Atkinson e Potts propuseram ainda uma outra solução limite inferior alternativa:

$$\frac{\sigma_T}{\gamma D} = \frac{K_p}{(K_p^2 - 1)}. \quad (1-22)$$

O parâmetro K_p presente nas expressões anteriores representa o coeficiente de impulso passivo de Rankine:

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}. \quad (1-23)$$

Verifica-se que a primeira solução (1-21) é preponderante para túneis muito superficiais, sendo substituída pela expressão (1-20) à medida que a profundidade relativa cresce.

As figuras seguintes mostram que as previsões de Atkinson e Potts (1977) enquadram bastante bem os resultados experimentais obtidos pelos mesmos na centrífuga de Cambridge.

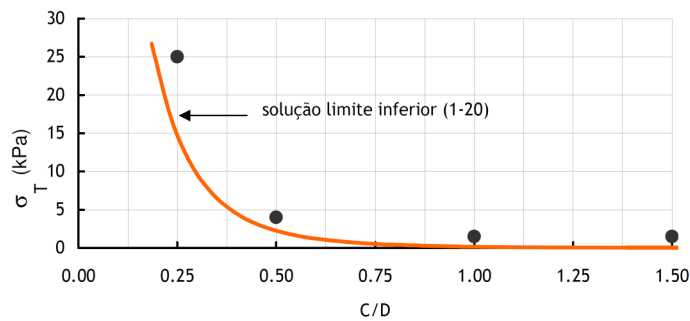


Figura 1. 35 - enquadramento dos resultados experimentais pelas soluções limite (Atkinson e Potts, 1977; Atkinson et al., 1977) – $\phi' = 50^\circ$, $\sigma_s = 210$ kPa

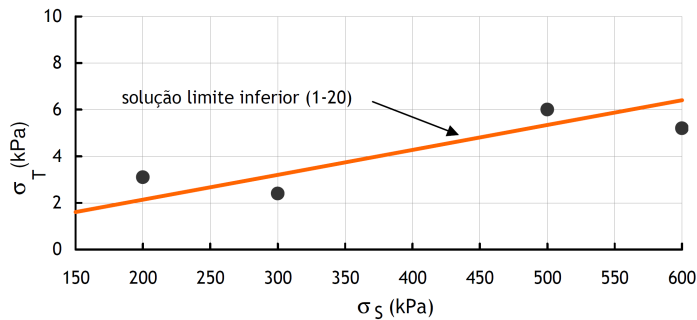


Figura 1. 36 - enquadramento dos resultados experimentais pelas soluções limite (Atkinson e Potts, 1977; Atkinson et al., 1977) – $\phi' = 50^\circ$, $C/D = 0,5$

Quando σ_s é suficientemente grande para desprezar o efeito do peso próprio (Figura 1. 35 e Figura 1. 36), o limite inferior (1-20) praticamente coincide com os resultados dos ensaios. Verifica-se no entanto que vários dos valores experimentais representados ficam ligeiramente acima da solução analítica, o que não deveria suceder. Esta observação resulta de se ter desprezado o peso próprio do maciço, embora a existência deste determine que a pressão mínima realmente necessária seja ligeiramente superior à prevista pelos métodos de análise teóricos.

No caso em que não existe pressão superficial (Figura 1. 37) os resultados são bem enquadrados pelo limite superior (1-17) e pelo limite inferior (1-22), não evidenciando nenhuma tendência para se aproximarem mais de um ou outro limite.

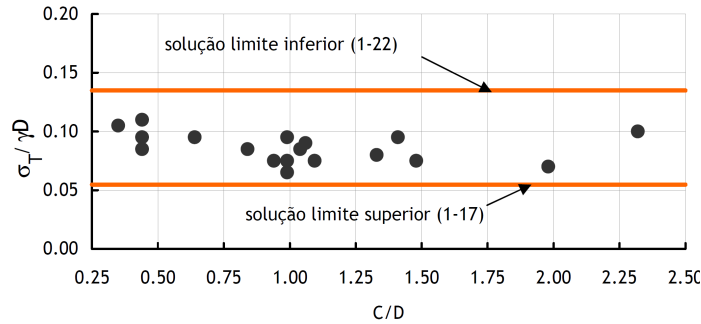


Figura 1. 37 - enquadramento dos resultados experimentais pelas soluções limite (Atkinson e Potts, 1977; Atkinson et al., 1977) – $\phi' = 50^\circ$, $\sigma_s = 0$ kPa

Os autores acrescentam ainda que as soluções teóricas podem ser aplicadas a areias com água, desde que a pressão seja estacionária e a distribuição de pressões em torno do túnel conhecida. A pressão de colapso do túnel em areia saturada será simplesmente a soma das pressões previstas pelas soluções de limite inferior e superior com a pressão da água. A situação será no entanto mais complicada caso exista percolação.

As expressões propostas por Atkinson e Potts (1977) não contabilizam a contribuição da coesão do maciço. No entanto, Almeida e Sousa (1998) refere que quando $c > 0$ a solução de limite inferior (1-22) fornece sempre um valor pelo lado da segurança. Este problema já tinha aliás sido abordado em 1973 por Cairncross na sua tese de doutoramento (citado por Atkinson et al., 1974), tendo resultado na proposta da solução de limite inferior, aplicável a um solo sem peso e com carregamento superficial σ_s ,

$$(\sigma_s - \sigma_T) = (c' \cdot \cot g \phi' + \sigma_s) (1 - \beta^{-\alpha}) \quad (1-24)$$

onde,

$$\beta = \left(1 + 2 \frac{C}{D} \right) \quad (1-25)$$

e

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (1-26)$$

1.3.1.2.2. TÚNEIS REVESTIDOS

Uma das primeiras abordagens à estabilidade de túneis revestidos em condições drenadas foi efectuada por Muhlhaus (1985). Para um revestimento rígido, um solo sem peso e uma sobrecarga σ_s , o autor deduziu um limite inferior para o comprimento crítico não suportado:

$$P = D \sqrt{\frac{(1 + 2C/D)^2}{\left((K_p - 1) \frac{\sigma_s}{\sigma_c} + 1 \right)^{\frac{1}{K_p - 1}}} - 1} \quad (1-27)$$

A aproximação do solo sem peso torna-se razoável quando $\sigma_s \gg \gamma (C+D/2)$. O parâmetro σ_c é a resistência à compressão simples, definida como,

$$\sigma_c = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'}. \quad (1-28)$$

Para $K_p = 1$ a expressão (1-27) torna-se indefinida, tendo Muhlhaus sugerido em alternativa:

$$P = D \sqrt{\left(\frac{1 + 2C/D}{\exp\left(\frac{\sigma_s}{2\sigma_c}\right)} \right)^2 - 1} \quad (1-29)$$

Segundo o autor, Graf et al. (1983) realizaram modelos tridimensionais para determinar o valor crítico do comprimento não suportado de túneis superficiais, numa mistura de areia e argila. Os resultados concordaram de forma excelente com a expressão (1-27), desde que σ_s fosse substituído por $\sigma_s + \gamma (C+D/2)$.

Mais recentemente, o carácter tridimensional da estabilidade da frente de escavação de túneis abertos em solos que satisfazem o critério de Mohr – Coulomb tem sido tratado do ponto de vista da análise limite por autores como Chambon e Corté (1990), Leca e Panet (1988) e Leca e Dormieux (1990, 1992). Não é no entanto corrente considerar valores do comprimento não revestido P diferentes de zero.

Leca e Panet (1988) definiram dois tipos de soluções de limite inferior. A primeira, diz respeito ao caso geral de um solo com peso próprio e com uma sobrecarga à superfície:

$$\frac{\sigma_s}{\sigma_c} - K_p \frac{\sigma_T}{\sigma_c} + \frac{\gamma D}{\sigma_c} \left(\frac{C}{D} + 1 \right) \leq 1. \quad (1-30)$$

A segunda diz respeito a um solo sem peso ($\gamma = 0$) submetido apenas a uma sobrecarga superficial σ_s . Foi utilizada com o intuito de melhorar a solução anteriormente apresentada, apesar de não ser realista para túneis superficiais. O cálculo foi efectuado com a consideração de um campo de tensões de simetria cilíndrica e de um campo de tensões de simetria esférica, obtendo-se respectivamente, as soluções:

$$\frac{(K_p - 1)\sigma_s/\sigma_c + 1}{(K_p - 1)\sigma_T/\sigma_c + 1} \leq K_p \left(2\frac{C}{D} + 1 \right)^{(K_p - 1)} \quad (1-31)$$

$$\frac{(K_p - 1)\sigma_s/\sigma_c + 1}{(K_p - 1)\sigma_T/\sigma_c + 1} \leq \left(2\frac{C}{D} + 1 \right)^{2(K_p - 1)} \quad (1-32)$$

Leca e Panet (1988) demonstraram que fazendo $K_p = 1$ nas expressões acima, o que corresponde a um ângulo de atrito nulo, se obtêm os limites inferiores propostos em 1980 para solos puramente coesivos por Davis et al. (expressões (1-9) e (1-10)).

Em 1990, Leca e Dormieux derivaram três soluções de limite superior a partir da consideração de mecanismos baseados no movimento de blocos cónicos rígidos, de secção circular de abertura $2\phi'$ e velocidade paralela ao eixo. Foram considerados dois mecanismos de colapso, MI e MII, respectivamente constituídos por um e dois blocos. Foi ainda considerado um mecanismo de “blow out”, MIII, especialmente vocacionado para túneis muito superficiais em solos muito pouco resistentes.

Os autores constataram que o mecanismo MII fornecia os melhores resultados, excepto para túneis muito superficiais ($C/D \leq 0,25$) ou valores do ângulo de atrito inferiores a 30° . Quando $C/D > 1,0$ ambos os mecanismos produzem resultados semelhantes. Por esse motivo, apenas se descreve no âmbito deste trabalho o mecanismo MII, representado na Figura 1. 38.

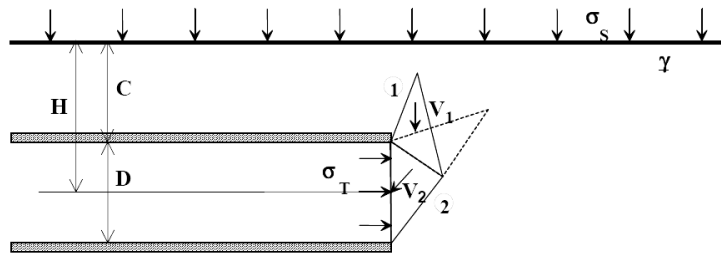


Figura 1. 38 - mecanismo de rotura tridimensional MII de Leca e Dormieux (1990)

Introduzindo os parâmetros R_A , R_C e R_E :

$$R_A = \frac{\sqrt{[\cos(\alpha - \phi')\cos(\alpha + \phi')]}]{\cos \phi'} \quad (1-33)$$

$$R_C = \frac{\cos(\alpha + \phi')}{\cos \phi'} \left[\frac{\sin(\beta - \phi')}{\sin(\beta + \phi')} \right]^{1/2} \quad (1-34)$$

$$R_E = \frac{\cos^2 \phi'}{\cos(\alpha + \phi')} R_C - \frac{2C}{D} \sin \phi' \quad (1-35)$$

em que,

$$\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\alpha}{2} \quad (1-36)$$

define-se a condição de equilíbrio proveniente do mecanismo MII como,

$$N_s \left[(K_p - 1) \frac{\sigma_s}{\sigma_c} + 1 \right] + N_\gamma (K_p - 1) \frac{\mathcal{D}}{\sigma_c} \leq (K_p - 1) \frac{\sigma_T}{\sigma_c} + 1 \quad (1-37)$$

onde,

$$N_s = \frac{1}{\cos \alpha \cos^2 \phi' \sin(\beta + \phi')} \frac{R_E^2}{R_A} \quad (1-38)$$

e

$$N_\gamma = \frac{1}{3} \left[tg \alpha \cdot R_B + \frac{\cos \phi' \cos(\beta + \phi')}{2 \sin \phi' \sin(\beta + \phi')} \frac{R_C^3}{R_A} - \frac{1}{2 \sin \phi' \cos \alpha \cos^2 \phi'} \times \frac{\sin(\beta - \phi')}{\sin(\beta + \phi')} \frac{R_E^3}{R_A} \right]. \quad (1-39)$$

A melhor solução de limite superior obtém-se maximizando N_s e N_γ em função de α , que consiste no ângulo definido pelo eixo do cone adjacente ao túnel e a horizontal. As expressões definidas são válidas apenas quando a rotura atinge a superfície, i.e., quando

$$\frac{C}{D} \leq \frac{\cos(\alpha + \phi') \sin(\beta - \phi')}{2 \sin \phi' \sin(\beta + \phi')}. \quad (1-40)$$

Caso tal não se verifique, as expressões permanecem válidas desde que se faça $R_E = 0$.

Introduzindo os seguintes parâmetros de carga:

$$Q_s = (K_p - 1) \frac{\sigma_s}{\sigma_c} + 1 \quad (1-41)$$

$$Q_T = (K_p - 1) \frac{\sigma_T}{\sigma_c} + 1 \quad (1-42)$$

$$Q_\gamma = (K_p - 1) \frac{\mathcal{D}}{\sigma_c} \quad (1-43)$$

a solução de limite superior vem igual a

$$N_s Q_s + N_\gamma Q_\gamma = Q_T. \quad (1-44)$$

A expressão (1-44) pode ser adaptada a solos sem coesão, passando o valor da pressão crítica a ser determinado como:

$$\sigma_T = N_s \sigma_s + N_\gamma \mathcal{D} \quad (1-45)$$

Com base no processo de optimização referido, Leca e Dormieux (1990) construíram o ábaco que se representa na Figura 1. 39, tendo ainda constatado que os valores óptimos foram sempre obtidos para $\alpha \approx 49^\circ - \phi'/2$. A observação dos limites dos parâmetros de carga propostos mostra que N_s^+ (o sinal refere-se ao tipo de limite considerado, i.e., limite superior) é quase sempre inferior a N_γ^+ , sendo igual a zero para qualquer valor do ângulo de atrito quando $C/D \geq 0,6$. Tal facto sugeriu aos autores que, caso os mecanismos analisados se aproximem das condições reais, σ_s terá muito pouca influência sobre o colapso da frente, excepto para túneis muito superficiais.

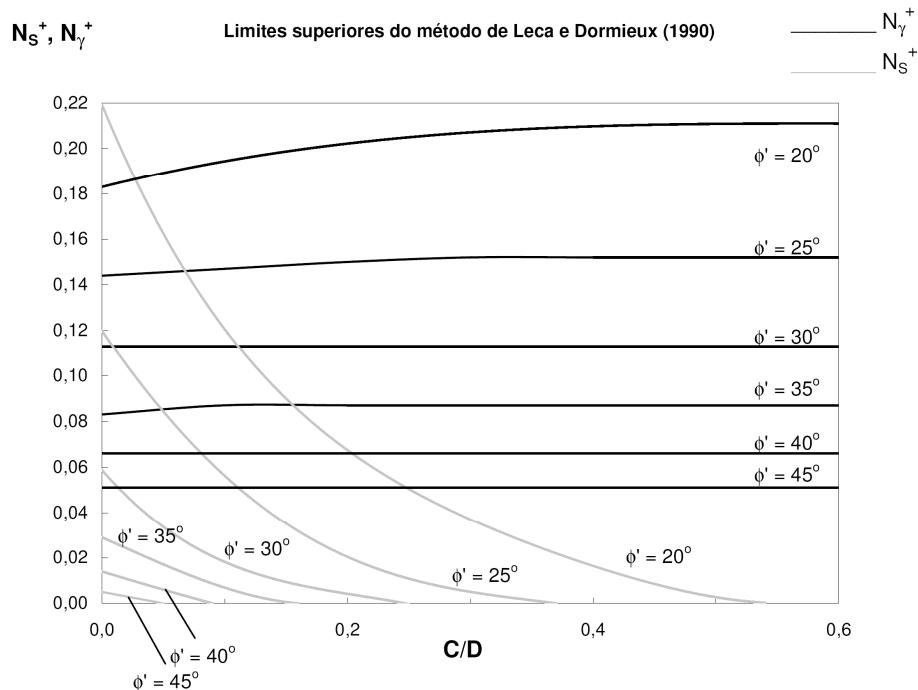


Figura 1. 39 - limites superiores dos parâmetros de carga N_S e N_γ (Leca e Dormieux, 1990)

Leca e Dormieux procederam ainda à reescrita das soluções de limite inferior definidas por Leca e Panet (1988), passando a apresentá-las da mesma forma que as soluções de limite superior (expressão 1-44). Q_S , Q_γ e Q_T mantêm o significado anterior, enquanto que os parâmetros N_S e N_γ passam a ser representados pelas expressões do Quadro 1. 8.

Quadro 1. 8 - limites inferiores dos parâmetros de carga N_S e N_γ (Leca e Dormieux, 1990)

Campo de Tensões Considerado	N_S^-	N_γ^-
Geostático	K_a	$K_a \left(\frac{C}{D} + 1 \right)$
Cilíndrico	$K_a \left(2 \frac{C}{D} + 1 \right)^{1-K_p}$	0
Esférico	$\left(2 \frac{C}{D} + 1 \right)^{2(1-K_p)}$	0

As expressões do Quadro 1. 8, que definem os limites inferiores correspondentes aos três campos de tensão definidos, estão representadas na Figura 1. 40 e na Figura 1. 41.

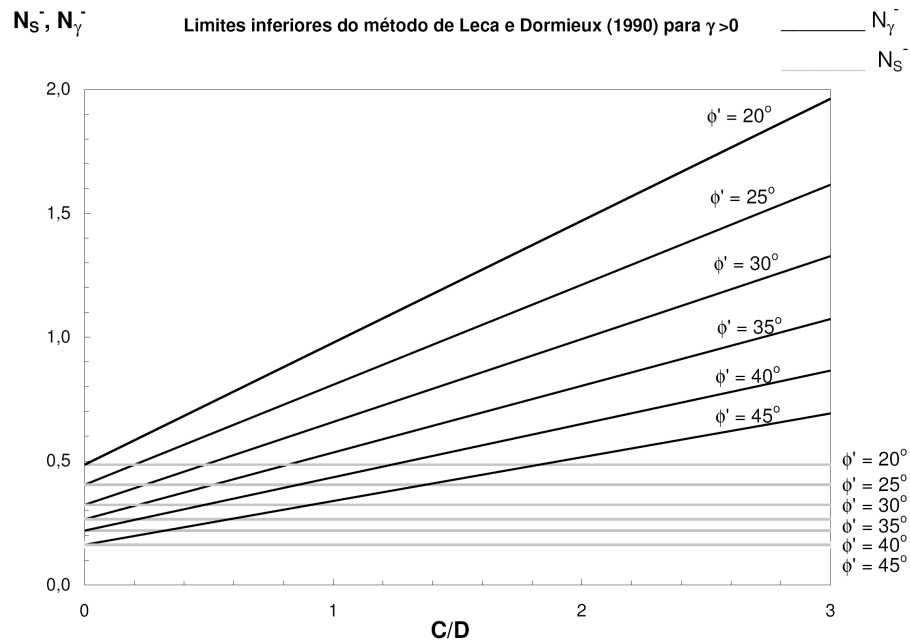


Figura 1. 40 - limites inferiores dos parâmetros de carga N_S e N_γ para $\gamma > 0$ (Leca e Dormieux, 1990)

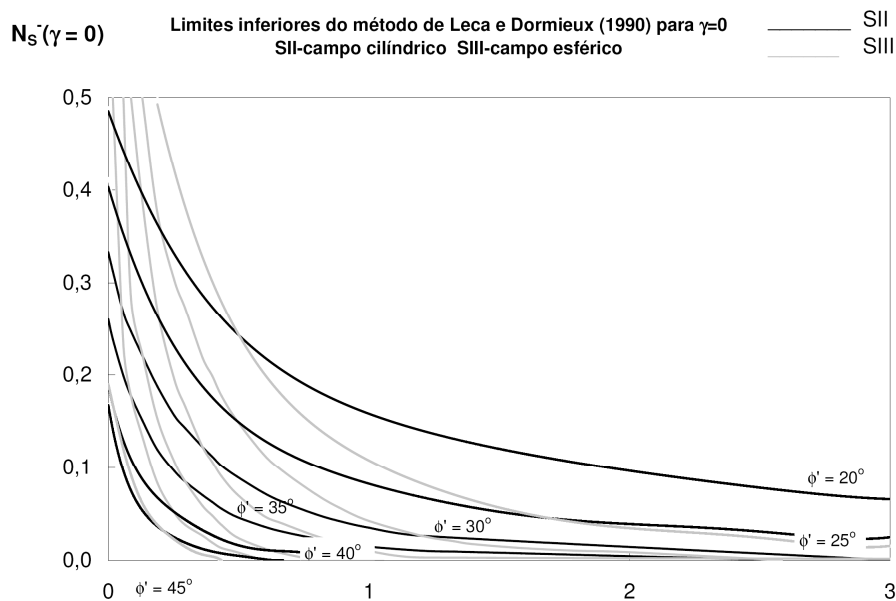


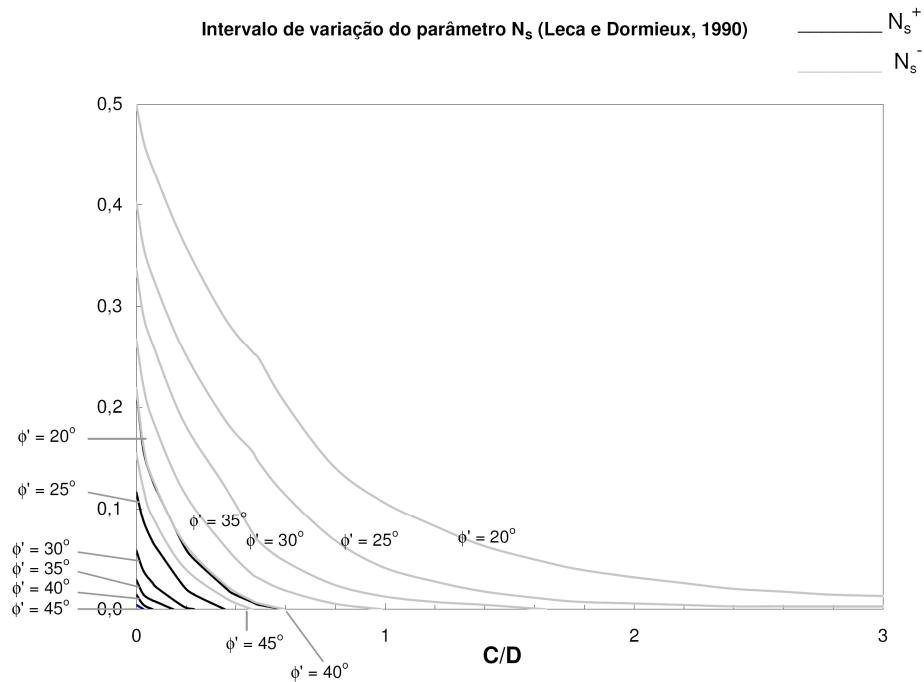
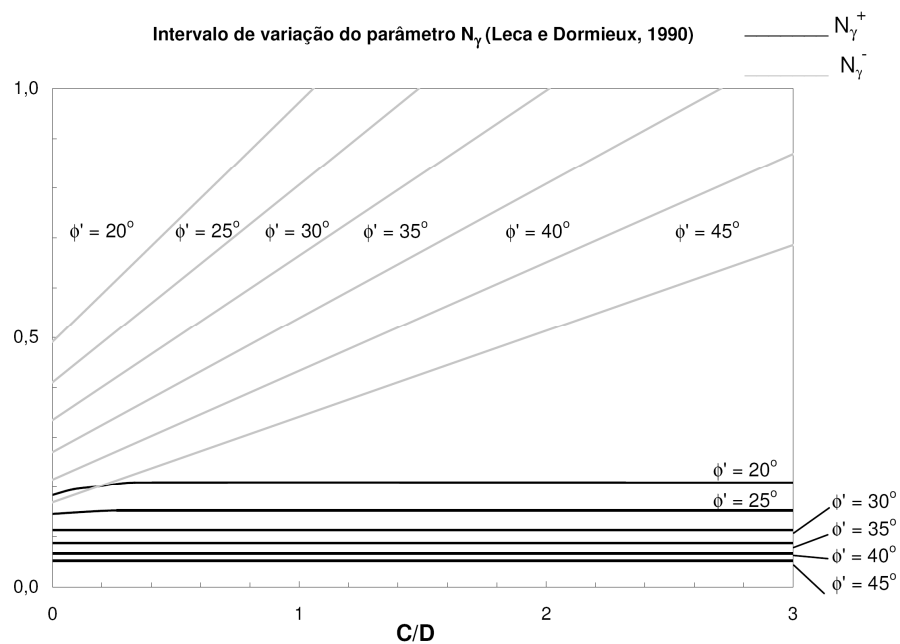
Figura 1. 41 - limites inferiores do parâmetro de carga N_S para $\gamma = 0$ (Leca e Dormieux, 1990)

Verifica-se com base na Figura 1. 41 que, tal como Davis et al. (1980) tinham concluído para os materiais coesivos, o campo de tensões cilíndrico (SII) fornece os melhores resultados para túneis superficiais, enquanto que o campo de tensões esférico é melhor para túneis mais profundos. Os valores da profundidade relativa para que esta troca de tendência ocorre são função do ângulo de atrito e estão representados no Quadro 1. 9.

Quadro 1. 9 - valores de C/D para os quais ocorre a troca entre o campo cilíndrico e o esférico

$\phi' (^{\circ})$	20	25	30	35	40	45
C/D	0,49	0,43	0,37	0,31	0,26	0,22

Os autores chegam finalmente a uma solução otimizada, em que N_{γ}^{-} é fornecido pelo campo de tensões geostático ($\gamma > 0$) e N_s^{-} pela melhor das soluções associadas aos campos de tensão cilíndrico e esférico (Figura 1. 42 e Figura 1. 43).

Figura 1. 42 - intervalo de variação do parâmetro de carga N_s (Leca e Dormieux, 1990)Figura 1. 43 - intervalo de variação do parâmetro de carga N_{γ} (Leca e Dormieux, 1990)

Leca e Dormieux compararam os resultados obtidos com os resultados experimentais de Chambon e Corté (1989) tendo verificado um bom enquadramento da pressão de suporte crítica, embora o afastamento da solução de limite inferior fosse significativo (Quadro 1. 10).

Quadro 1. 10 - comparação entre as pressões previstas e medidas na rotura para um túnel com $D = 4\text{m}$ (Leca e Dormieux, 1990)

C / D	γ (kN/m ³)	σ_T^- (kPa)	σ_T^+ (kPa)	σ_T^{crit} (kPa) (Chambon e Corté, 1989)
1,0	15,3	29,36	2,00	5,53
1,0	16,1	29,90	3,31	3,00
2,0	15,3	46,26	2,00	4,38
2,0	16,1	43,88	3,31	4,08

Antão (1997) também definiu soluções limite para solos friccionais com o auxílio do módulo LIM1 do LCPC. Procurou, tal como Leca e Dormieux, reproduzir os resultados experimentais de Chambon e Corté, não tendo no entanto conseguido melhorar os valores propostos pelos autores precedentes.

Pôde no entanto justificar convenientemente a igualdade dos limites superiores obtidos para $C/D = 1$ e $C/D = 2$ com base nos mecanismos de rotura evidenciados pelo LIM1. De facto, observou que os mesmos são constituídos pelo movimento de uma zona quase rígida, delimitada por uma superfície em forma de calote esférica na frente de escavação. Os mecanismos apresentam-se sob a forma de um bolbo de rotura, análogos aos obtidos na centrifugadora mas menos extensos no sentido da altura, sendo sempre interiores às geometrias obtidas experimentalmente, estendendo-se estas últimas mais, quer na direcção da frente, quer na direcção da superfície. No que diz respeito à extensão frontal, ficasse pelos 30% do diâmetro do túnel, muito inferior aos 40 a 60% anteriormente sugeridos por Yamazaki (1982), podendo a diferença ser explicada pela rapidez do fenómeno de colapso em condições drenadas, já anteriormente referida.

O autor levou as análises um pouco mais longe, tendo avaliado valores de $P/D > 0$ e comparado os resultados com as observações experimentais de Chambon et al. (Quadro 1. 11).

Quadro 1. 11 - limites superiores obtidos com recurso ao LIM1 e comparação com resultados experimentais publicados (Antão, 1997)

P/D	Pressão de suporte mínima σ_T (kPa)	
	Limite superior (Antão, 1997)	Experimental (Chambon et al., 1991)
0,1	17,6	13,4
0,2	17,7	14,4
0,4	18,1	32,6

Segundo Antão (1997) é provável que a existência de uma fraca coesão nos modelos reduzidos seja responsável pela maior estabilidade constatada experimentalmente para os primeiros dois casos. O autor fundamenta os seus resultados com uma referência às expressões de Leca e Dormieux (1990) que para $P/D=0$ fornecem um limite superior $\sigma_T = 17,5$ kPa, valor muito próximo, mas inferior, àqueles fornecidos pelo LIM1 para $P/D = 0,1$ e $P/D = 0,2$.

Já em relação ao terceiro caso, o valor experimental é muito mais próximo das pressões calculadas pelo LIMI em secção corrente (38,8 kPa). Segundo o próprio autor o valor obtido numericamente é pouco fiável, até porque o mecanismo de rotura observado se mantém próximo da abóbada, ao contrário do que se passa experimentalmente, observando-se a propagação em altura das deformações. Embora Antão (1997) observe uma mobilização progressiva dos paramentos laterais com o aumento do comprimento não revestido, os movimentos da frente permanecem sempre os mais significativos, contrariamente ao que se observa experimentalmente

Mais recentemente, Soubra (2000) propôs-se melhorar os limites superiores anteriormente publicados por Leca e Dormieux (1990), no caso dos túneis superficiais inseridos em maciços sem coesão. Tratou o problema de um túnel circular revestido, com pressão à superfície σ_s e pressão de suporte σ_T , com base na abordagem clássica dos mecanismos de rotura cinematicamente admissíveis. O autor analisou tanto o mecanismo de colapso (rotura activa) como o mecanismo de explosão (rotura passiva). Para ambos, quando o trabalho externo e a energia dissipada se igualam, a pressão de suporte vem igual a

$$\sigma_T = c.N_c + \gamma.D.N_\gamma + \sigma_s.N_s \quad (1-46)$$

em que N_γ , N_c e N_s são parâmetros adimensionais que se inter-relacionam segundo a expressão

$$N_c \cdot \tan \phi + 1 - N_s = 0, \quad (1-47)$$

pelo que apenas se torna necessário determinar N_s e N_γ .

O mecanismo de rotura adoptado (Figura 1. 44) consiste numa evolução do mecanismo de rotura de dois blocos anteriormente apresentado por Leca e Dormieux (1990) (Figura 1. 38). É composto por uma zona OAB submetida ao corte, entre dois cones rígidos truncados OACD e OBE, devendo a contribuição de σ_s ser considerada apenas se a figura de rotura interceptar a superfície.

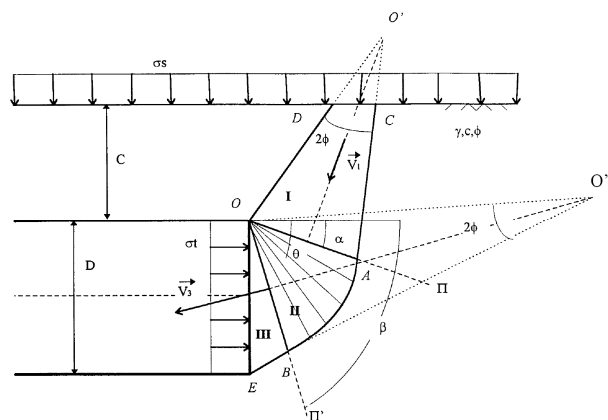


Figura 1. 44 - mecanismo de rotura (Soubra, 2000)

Os parâmetros N_γ e N_s foram determinados em função dos ângulos α e β (Figura 1. 44), sendo os respectivos valores críticos obtidos com base na maximização em função dos dois ângulos. Os

resultados obtidos são apresentados na Figura 1. 45, conjuntamente com os anteriores de Leca e Dormieux (linhas mais finas).

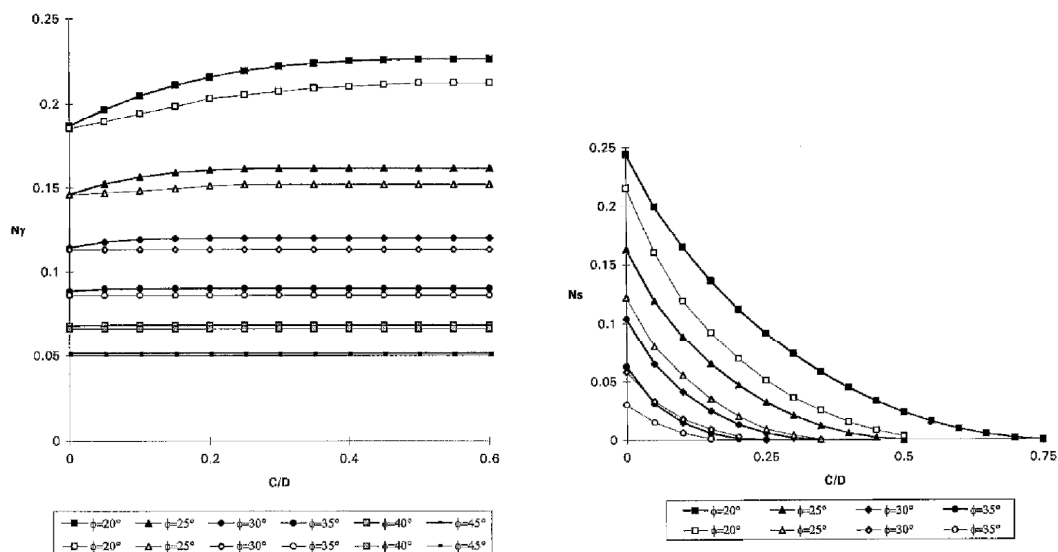


Figura 1. 45 - comparação entre os parâmetros de carga obtidos por Soubra (2000) e por Leca e Dormieux (1990, linhas mais finas)

Torna-se evidente que N_γ aumenta com C/D , tornando-se constante para maiores valores deste parâmetro, os quais correspondem à não intersecção da superfície pelo bloco superior. Por sua vez o N_s diminui com C/D , anulando-se para o valor deste que corresponde à condição de intersecção. Assim que este valor da profundidade é ultrapassado, σ_s deixa de influenciar o valor crítico da pressão de suporte.

Segundo o autor, a melhoria obtida em relação aos resultados anteriores de Leca e Dormieux, para o caso particular de $\phi' = 20^\circ$ e $C/D > 0,55$ é de cerca de 8%.

O último mecanismo de rotura a que se fará referência no âmbito deste trabalho é o mecanismo proposto por Subrin e Wong (2002). Baseando-se no modelo de Chambon e Corté (1990) os autores propõem um mecanismo de colapso tridimensional envolvendo o movimento rotacional de um único bloco, constituído por uma superfície curva definida por espirais logarítmicas, dependente de dois parâmetros geométricos. Apresenta-se na Figura 1. 46 o mecanismo para um ângulo de atrito de 20° . A optimização deste mecanismo conduziu a um mecanismo crítico muito semelhante às observações experimentais e numéricas.

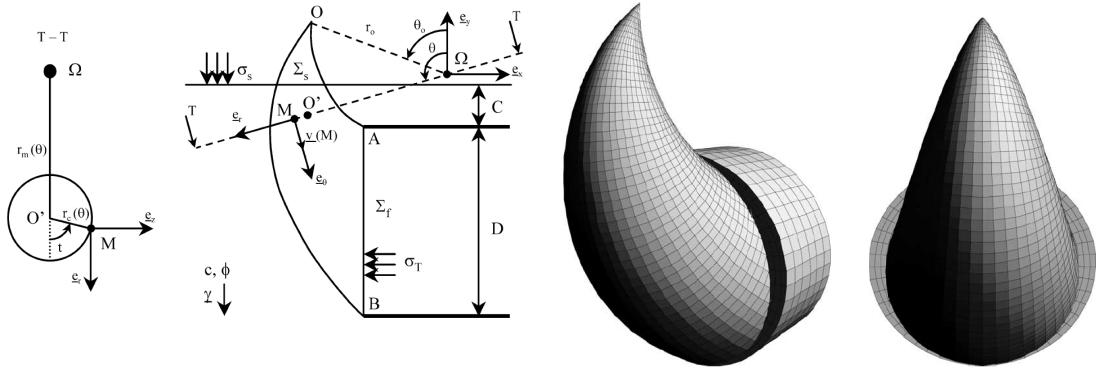


Figura 1. 46 - mecanismo de rotura tridimensional: vista longitudinal (esquerda) e vista em perspectiva (direita).
(Subrin e Wong, 2002)

Os parâmetros de carga habitualmente conhecidos por N_γ , N_s e N_c , passam a ser designados por Subrin e Wong como $M_\gamma(v)$, $M_s(v)$ e $M_c(v)$, em que v é um qualquer mecanismo de rotura cinematicamente admissível, mantendo-se entre eles a relação (1-47) de Soubra (2000).

Quando o mecanismo de rotura não atinge a superfície,

$$M_s(v) = 0 \quad (1-48)$$

e

$$M_c(v) = -\frac{1}{\tan \phi'} \quad (1-49)$$

pelo que um dado mecanismo v é estável se

$$\left(\frac{\sigma_T}{\gamma D} \right) \geq M_\gamma(v) - \frac{1}{\tan \phi'} \left(\frac{c'}{\gamma D} \right). \quad (1-50)$$

Para que o mecanismo de rotura não intercepte a superfície, é suficiente que $C/D > 0,5$ e $\phi' > 20^\circ$, situação muito comum em obras reais.

Subrin e Wong deduzem uma expressão para $M_\gamma(v)$, obtendo uma aproximação por integração numérica e um majorante por optimização dos parâmetros que definem o centro do mecanismo de rotura. A solução optimizada de M_γ é representada na Figura 1. 47, verificando-se que a abordagem proposta conduz a um valor deste parâmetro cerca de 10 a 20% superior ao obtido por Leca e Dormieux.

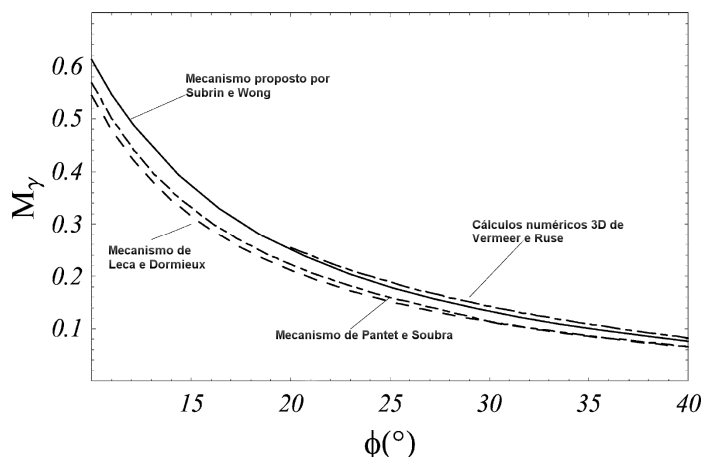


Figura 1. 47 - limite inferior do parâmetro M_γ (Subrin e Wong, 2002)

Verifica-se assim que, no caso em que o mecanismo não atinge a superfície, o modelo proposto melhora a solução existente. Assim que o mecanismo de rotura atinge a superfície, o parâmetro M_s passa a intervir, dependendo a pressão na frente não só de α , β , e ϕ' mas também de C/D , $\sigma_s/\gamma D$ e $c/\gamma D$.

Por último, faz-se uma referência ao efeito da pressão da água dos poros na análise da estabilidade da frente. A influência das pressões neutras sobre a estabilidade foi desenvolvida por De Buhan et al. (1999) e Lee e Nam (2001) com base no mecanismo de rotura de dois blocos cónicos de Leca e Dormieux (1990) e a correspondente solução limite superior, anteriormente válida apenas para túneis em solos secos.

Quando o nível freático se localiza acima do túnel, ocorre percolação na direcção da frente, a qual constitui um factor adicional de instabilidade. No caso de solos permeáveis, os quais estão em análise no presente ponto, é possível desprezar a influência das variações do nível freático e da consolidação, pelo que tudo se reduz a um problema hidráulico clássico, com condições fronteira apropriadas e de relativamente fácil resolução.

De Buhan et al. (1999) analisaram uma gama de profundidades relativas, C/D , entre 0,5 e 2,0, para o caso particular de um solo com $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $c' = 20 \text{ kPa}$ e $\phi' = 30^\circ$. De entre as várias conclusões a que os autores chegaram, destacam-se as seguintes:

- a consideração de forças de percolação (permeabilidade isotrópica) produz um decréscimo do factor de estabilidade para menos de metade no caso dos túneis mais superficiais ($C/D = 0,5$) e para cerca de $1/8$ para os túneis mais profundos ($C/D = 2,0$);
- o decréscimo da estabilidade depende apenas da razão k_h/k_v entre as permeabilidades horizontal e vertical e não das suas grandezas individuais;
- com base num estudo paramétrico, foi possível concluir que o aumento da razão k_h/k_v tem um efeito favorável sobre a estabilidade.

Em suma, os resultados ilustram claramente o papel predominante desempenhado pela percolação no eventual colapso da frente de escavação.

Lee e Nam (2001) adaptaram a solução de limite superior de Leca e Dormieux (1990) anteriormente referida para túneis abaixo do nível freático, submetidos a forças de percolação. Como em geral as componentes horizontais dos vectores de fluxo em torno da frente de escavação são muito superiores às componentes verticais, os autores assumiram que apenas a componente horizontal das forças de

percolação afectava a estabilidade da frente. Consequentemente, mostraram que a solução de limite superior, com a consideração das forças de percolação, poderia ser escrita como:

$$N_s \left[(K_p - 1) \frac{\sigma_s}{\sigma_c} + 1 \right] + N_\gamma (K_p - 1) \frac{\gamma D}{\sigma_c} \leq (K_p - 1) \frac{\sigma_T - \sigma_{SF}}{\sigma_c} + 1 \quad (1-51)$$

em que σ_{SF} representa a componente horizontal da pressão de percolação na face.

Para um túnel com $D = 5,0$ m, inserido num maciço com $\gamma = 15,19 \text{ kN/m}^3$, $c' = 0,01 \text{ kPa}$ e $\phi' = 35,0^\circ$ apresentam-se na Figura 1. 48 e no Quadro 1. 12 os resultados obtidos. A razão da pressão de percolação (Quadro 1. 12) define-se como a razão entre a pressão média de percolação actuante na face e a pressão hidrostática no eixo do túnel.

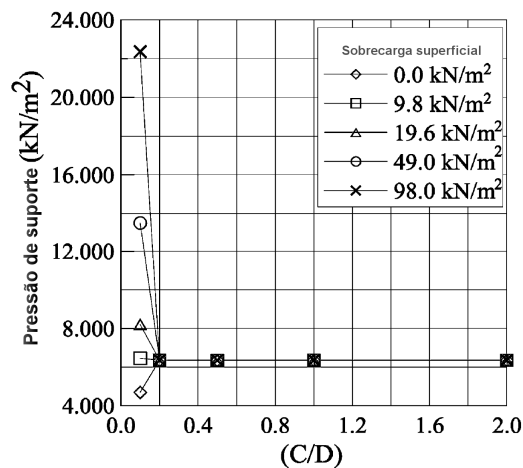


Figura 1. 48 - pressão de suporte em função da sobrecarga e da profundidade (Lee e Nam, 2001)

Quadro 1. 12 - resultados da análise de percolação (Lee e Nam, 2001)

Nível freático (H_w/D)	Pressão média de percolação (kPa)	Razão da pressão de percolação (%)
1,0	18,23	24,8
1,5	22,83	23,3
2,0	26,66	21,8
2,5	32,14	21,9
3,0	37,34	21,8
3,5	41,65	21,3

Uma das conclusões dos autores reforça as constatações anteriormente feitas por outros autores, apontando para a quase independência da pressão de suporte e da figura de rotura relativamente à profundidade e à sobrecarga, para $C/D > 0,2$ (Figura 1. 48).

Relativamente à percolação, cujo efeito é muito superior ao das tensões efectivas, verificaram que para um regime permanente a pressão actuante na frente é proporcional ao parâmetro H_w/D , em que H_w é a diferença de cotas entre o coroamento e o nível freático (Quadro 1. 12). Os resultados obtidos sugerem

ainda que a razão entre a pressão de percolação média na frente e a pressão hidrostática ao nível do eixo (denominada razão da pressão de percolação) é aproximadamente constante e igual a cerca de 22%.

A pressão de suporte necessária para manter a estabilidade da frente de um túnel em solo arenoso abaixo do nível freático pode, segundo Lee e Nam (2001), ser razoavelmente estimada somando as duas pressões obtidas da solução de limite superior (Figura 1. 48) e da análise de percolação (Quadro 1. 12).

Refere-se por último o trabalho de Corfdir (2004), o qual desenvolveu um método que permite contabilizar as forças de percolação na condição de estabilidade cinemática em termos de condições fronteira, dispensando a avaliação da percolação. Trata-se de um método difícil de aplicar analiticamente, tendo no entanto o autor demonstrado ser possível adaptá-lo a uma formulação por elementos finitos, com todas as vantagens daí decorrentes.

1.3.2. MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE

A pressão de suporte necessária para estabilizar a frente de escavação de um túnel é obtida a partir da verificação do equilíbrio estático para os diversos mecanismos de colapso possíveis, admitindo que ao longo das diversas superfícies de escorregamento é mobilizada integralmente a resistência ao corte do solo. A forma admitida para as referidas superfícies de escorregamento é o que distingue os diferentes métodos propostos.

Anagnostou e Kovári (1994b; 1996a; 1996b; 1997) utilizaram o mecanismo de colapso ilustrado na Figura 1. 49, originalmente concebido por Horn para análises em condições drenadas e habitualmente utilizado na verificação da estabilidade da frente de um túnel construído sob a protecção de um escudo.

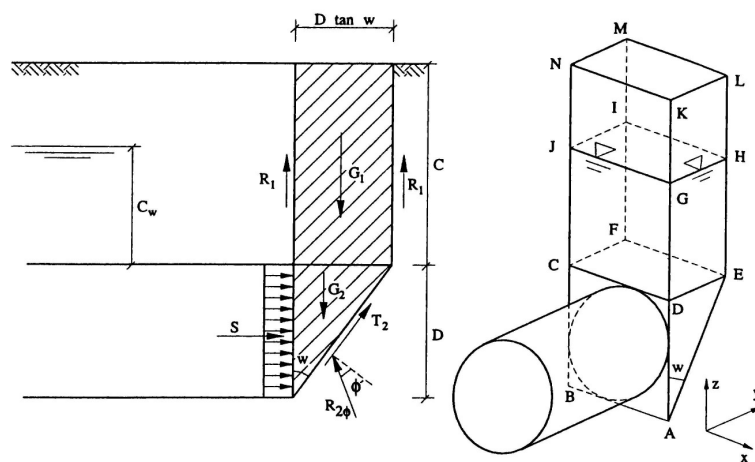


Figura 1. 49 - mecanismo de colapso da frente de um túnel construído sob a protecção de um escudo (Horn, Anagnostou e Kovári, 1994)

Neste mecanismo a secção transversal é aproximada por um quadrado cujos lados têm as mesmas dimensões do diâmetro D do túnel. O mecanismo de colapso é constituído pelo escorregamento de um conjunto de dois blocos, o primeiro com a forma de um prisma rectangular que se estende desde o

coroamento do túnel até à superfície do terreno (CDEFNKLM) e o segundo com a forma de uma cunha (ABCDEF), delimitada por uma superfície de deslizamento plana que é definida pelo ângulo w .

Este segundo bloco é solicitado pela força vertical ($G_1 - R_1$) na interface CDEF, resultante do peso do prisma descontado das forças tangenciais mobilizadas devidas ao atrito e à coesão nas faces verticais deste, pelo seu peso próprio (G_2), pela resultante das tensões de suporte aplicadas na frente (S) e pela reacção mobilizada ao longo das faces. Esta última pode ser decomposta em duas componentes: $R_{2\phi}$ devida ao atrito mobilizado na face inclinada ABFE e T_2 que inclui, para além do efeito da coesão nesta mesma face, as forças devidas ao atrito e à coesão nas duas faces triangulares verticais ADE e BCF.

Uma vez que se adopta para o solo um comportamento rígido – plástico obedecendo ao critério de rotura de Mohr – Coulomb, em cada ponto das superfícies de deslizamento a resistência ao corte τ mobilizada é dada por

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \phi', \quad (1-52)$$

onde c' representa a coesão, ϕ' o ângulo de atrito e σ' a tensão normal efectiva. As forças de corte mobilizadas ao longo das diversas faces verticais dependem portanto em larga medida das tensões horizontais, σ'_x e σ'_y , que podem ser relacionadas com a tensão vertical, σ'_z , através do parâmetro λ , cujos valores variam, de acordo com os resultados dos ensaios em modelos efectuados por Mélix, citados por Anagnostou e Kovári (1994a) e as propostas de Terzaghi, entre 0,8 e 1,0.

A computação da força vertical ($G_1 - R_1$) é correntemente feita recorrendo-se à teoria de equilíbrio limite de Terzaghi, que permite definir a tensão média efectiva vertical σ'_v na interface CDEF como:

$$\sigma'_v = \frac{\gamma' r - c'}{\lambda \tan \phi'} \left(1 - e^{-\lambda \tan \phi' C_w / r} \right) + \frac{\gamma_d r - c'}{\lambda \tan \phi'} \left(e^{-\lambda \tan \phi' C_w / r} - e^{-\lambda \tan \phi' C / r} \right) \quad (1-53)$$

onde C , C_w , γ' e γ_d representam o recobrimento, a altura de água acima do túnel, o peso volúmico submerso e o peso volúmico seco do solo, respectivamente. O parâmetro r representa a razão entre o volume e a área da superfície lateral do prisma, sendo expresso por:

$$r = \frac{D \cdot \tan w}{2 \cdot (1 + \tan w)}. \quad (1-54)$$

Quanto à distribuição das tensões efectivas verticais ao longo das superfícies de deslizamento ADE e BCF, utiliza-se na sua definição em geral a norma alemã DIN 4126 (Almeida e Sousa, 1998), a qual prevê uma variação linear em profundidade devido ao peso do solo (ver Figura 1. 48).

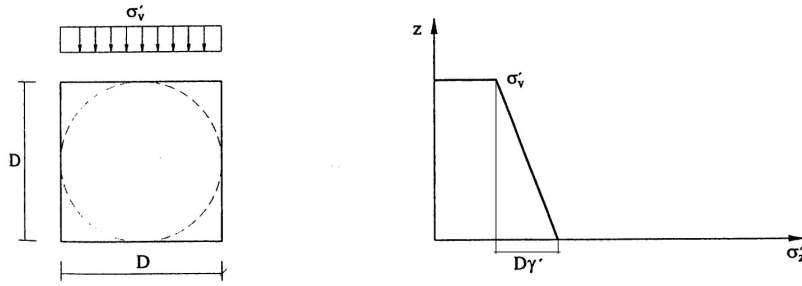


Figura 1. 50 - distribuição da tensão efectiva vertical ao longo das superfícies triangulares da cunha (Segundo a norma alemã DIN 4126, citada por Almeida e Sousa,1998)

A resistência média devida às forças de atrito em cada uma daquelas superfícies, τ_ϕ , vem então igual a

$$\tau_\phi = \lambda \left(\frac{1}{3} \gamma' D + \sigma'_v \right) \tan \phi'. \quad (1-55)$$

Note-se que a adopção da norma DIN 4126 não está do lado da segurança, uma vez que, segundo análises numéricas efectuadas por Walz e Prager, citados por Anagnostou e Kovári (1994b), sobrestima a tensão vertical e, portanto, a resistência ao corte mobilizada. Os últimos autores citados propõem que tal seja compensado pela utilização de um parâmetro λ igual a metade do utilizado no cálculo das forças de resistência mobilizadas nas faces verticais do prisma rectangular.

Uma vez conhecidas completamente as três forças (G_1-R_1), G_2 e T_2 e a direcção das duas restantes S e $R_{2\phi}$, torna-se evidente a determinação do valor de S compatível com o equilíbrio do mecanismo adoptado (Figura 1. 51) e consequentemente da pressão de suporte na frente σ_T .

Analisando de forma idêntica uma gama razoável de mecanismos de rotura, é possível determinar o ângulo w crítico, ao qual corresponde o valor máximo da resultante das tensões de suporte a aplicar na frente de escavação. Verifica-se que este valor crítico é significativamente inferior a 45° , o que origina que a rotura da frente seja acompanhada pela formação de uma chaminé de pequena largura por cima do túnel.

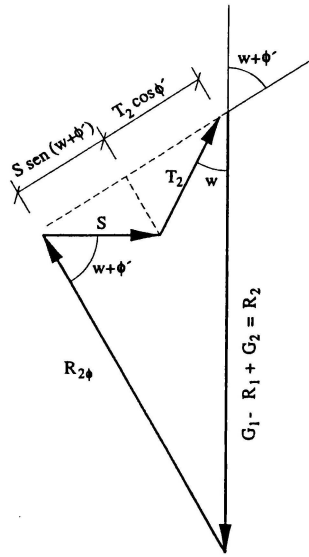
O método de Anagnostou e Kovári pode ser também utilizado numa análise em condições não drenadas. Segundo os resultados de estudos paramétricos de percolação realizados em 1996 pelos mesmos autores, a opção por este tipo de análise justifica-se quando a permeabilidade do maciço for inferior a 10^{-7} a 10^{-6} m/s ou o ritmo de escavação superior a 0,1 a 1 m/hora.

Adopta-se para o solo o critério de rotura de Tresca, passando a resistência ao corte mobilizada em cada ponto das superfícies de deslizamento a ser igual à resistência não drenada c_u .

A força vertical (G_1-R_1) vem portanto definida como:

$$G_1 - R_1 = \gamma \cdot C \cdot D^2 \cdot \tan w - 2 \cdot c_u \cdot C \cdot D \cdot (1 + \tan w) \quad (1-56)$$

onde C e γ representam o recobrimento e o peso volúmico do solo, respectivamente.



$$\begin{cases} G_1 - R_1 = \sigma'_v D^2 \operatorname{tg} w \\ G_2 = \frac{1}{2} D^3 \gamma' \operatorname{tg} w \\ T_2 = (c' + \tau_\phi) D^2 \operatorname{tg} w + c' \frac{D^2}{\cos w} \\ R_2 = (T_2 \cos \phi' + S \sin(w + \phi')) / \cos(w + \phi') \end{cases}$$

Figura 1. 51 - equilíbrio das forças que solicitam a cunha (Almeida e Sousa, 1998).

O peso do bloco em forma de cunha, por sua vez, é igual a:

$$G_2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot D^3 \cdot \operatorname{tg} w \quad (1-57)$$

enquanto que a resistência que se mobiliza ao longo das suas faces triangulares verticais ADE e BCF e na face inclinada ABFE pode ser calculada como:

$$T_2 = c_u \cdot D^2 \cdot \left(\frac{1}{\cos w} + \operatorname{tg} w \right). \quad (1-58)$$

A determinação do valor da pressão de suporte, σ_T , compatível com o equilíbrio do mecanismo adoptado e feita de forma idêntica à sugerida pela Figura 1. 51, a partir dos valores de $(G_1 - R_1)$, G_2 e R_2 , obtendo-se:

$$\sigma_T = \left[(G_1 - R_1 + G_2) \cdot \cos w - T_2 \right] / (D^2 \sin w) \quad (1-59)$$

O ângulo w crítico é neste caso geralmente superior a 45° , pelo que os deslocamentos afectam uma zona significativa do maciço adiante da frente de escavação, traduzindo-se o colapso à superfície pela formação de uma cratera com dimensões superiores às da secção transversal do túnel.

Refira-se a propósito os trabalhos de Bezuijen e Messemackers – Van de Graaf, 1997 (citados por Broere, 2001) que compararam os resultados de 3 testes com centrífugadora em areia e argila mole com grande parte dos modelos de previsão da pressão mínima de suporte mencionados. Os autores supracitados verificaram que o modelo de equilíbrio limite proposto por Anagnostou e Kovári (1994b)

prediz a pressão de colapso com uma precisão de 2%, tanto para os modelos de túnel em areia como em argila, um grau de precisão que não é alcançado por nenhum dos outros modelos. Note-se no entanto que a infiltração da calda não foi contemplada nos testes, por ter sido utilizada uma membrana impermeável para simular a face.

Anagnostou e Kovári (1996b) adaptaram o modelo anteriormente descrito para a avaliação da estabilidade da frente das EPB's com percolação na direcção do túnel, o que ocorre sempre que a altura piezométrica dentro da câmara de escavação é mais baixa do que no solo circundante.

A força de percolação foi calculada separadamente a partir de um programa 3D de elementos finitos e adicionada ao equilíbrio de forças do modelo da cunha (Anagnostou e Kovári, 1996b). Os resultados deste estudo consistiram na determinação de 4 coeficientes adimensionais, F_0 , F_1 , F_2 e F_3 que se representam na Figura 1. 52 e que permitem determinar a pressão de suporte mínima de acordo com a expressão (1-62).

$$\sigma_T = F_0 \cdot \gamma' \cdot D - F_1 \cdot c' + F_2 \cdot \gamma' \cdot \Delta h - F_3 \cdot c' \cdot \frac{\Delta h}{D} \quad (1-60)$$

em que Δh é igual à diferença entre a cota do nível freático e a carga piezométrica no interior da câmara. No caso de estas duas serem iguais, não existe percolação para dentro do túnel e a expressão reduz-se aos dois primeiros termos do segundo membro.

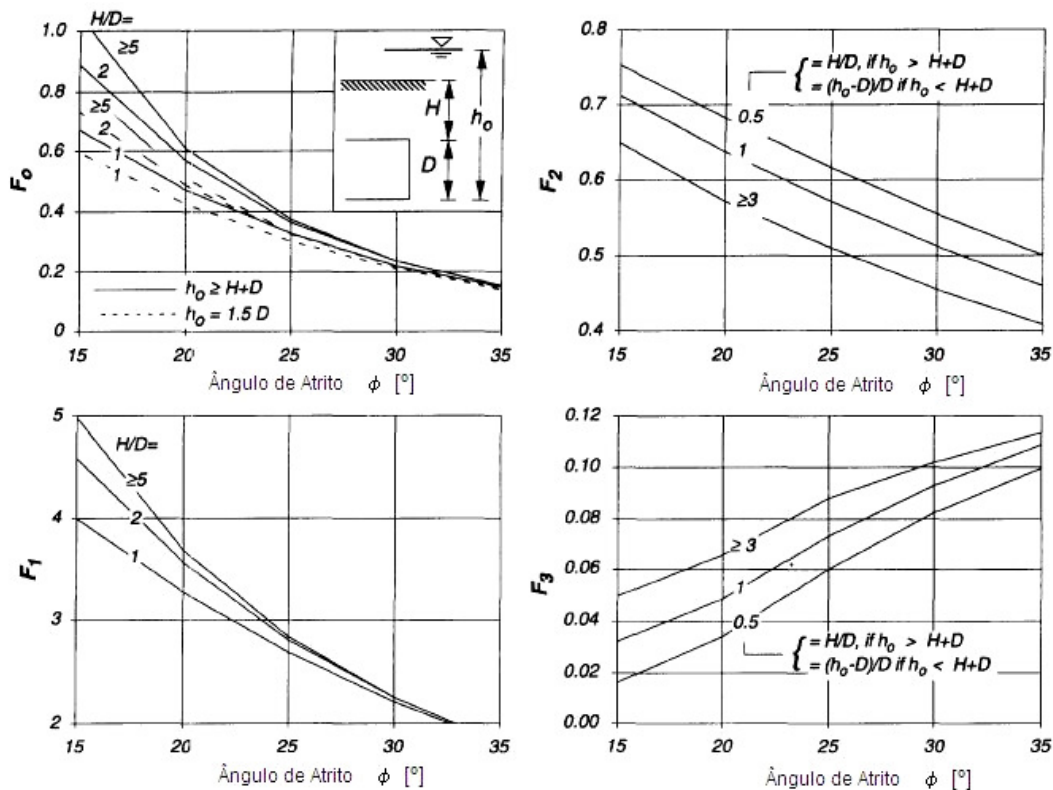


Figura 1. 52 - coeficientes adimensionais para o cálculo da pressão de suporte na frente de escavação (Anagnostou e Kovári, 1996b)

Anagnostou e Kovári (1994a; 1996b) chamaram ainda a atenção para a influência erosiva na estabilidade da frente da infiltração da calda, no caso das tuneladoras “slurry shield”.

Num processo de escavação corrente assume-se frequentemente que a bentonite forma uma camada (“cake”) na face do túnel, selando-a tal como uma membrana e permitindo a transferência de toda a pressão de suporte para o esqueleto sólido.

No entanto, em especial em solos granulares soltos, a calda infiltra-se até uma certa distância no solo, o que faz com que a pressão seja transferida ao longo do comprimento de infiltração reduzindo-se assim a pressão efectiva. Especialmente durante o tempo de paragem da TBM, este efeito reduz a eficácia da pressão de suporte pondo em risco a estabilidade inicial da cunha. Durante o processo de escavação propriamente dito, de cada vez que o disco passa pela face, camadas de alguns milímetros ou mesmo centímetros de espessura de “cake” são removidas conjuntamente com o solo escavado e a infiltração do meio de suporte no solo origina a formação de uma nova camada. Durante este processo, a água infiltra-se no solo gerando excessos de pressões neutras em frente da TBM. Estes excessos de pressão reduzem as tensões efectivas e consequentemente as forças de fricção actuantes na cunha, e simultaneamente aumentam a força da água que neutraliza em parte a força de suporte.

A neutralização dos efeitos descritos passa pelo aumento da pressão de suporte, o que leva a um aumento adicional dos excessos de pressão da água nos poros.

Refira-se ainda que se a calda infiltrar o solo até uma extensão superior à largura da cunha a determinada profundidade parte da força de suporte é transferida para o solo fora da zona de colapso e portanto não terá qualquer efeito na estabilização da frente.

Com base num raciocínio semelhante ao exposto, Broere (2001) modificou o método de equilíbrio limite originalmente proposto por Anagnostou e Kovári, tomando em consideração a influência dos processos de infiltração atrás referidos. Aplica-se quer a escudos com confinamento líquido (slurry shields) quer a escudos EPB, tendo Broere demonstrado que a infiltração dos aditivos no caso de uma EPB tem efeitos semelhantes sobre o valor da pressão de suporte aos observados no caso da infiltração das lamelas. As forças actuantes sobre a cunha do mecanismo de Horn (Figura 1. 49) continuam a ser o peso da cunha e o peso do silo, passando no entanto as forças resistentes a incluir a força exercida pela lama sobre a frente de escavação, a qual vem parcialmente neutralizada pela infiltração e pela força resultante dos excessos de pressão neutra gerados.

Um outro problema, comum a todos os modelos de estabilidade global até agora descritos, é o facto de terem sido pensados e desenvolvidos apenas para solos homogéneos. Tornou-se portanto necessário desenvolver um modelo de estabilidade que lidasse com solos dispostos por camadas heterogéneas, principalmente ao nível da face do túnel. Broere (2001) reajustou novamente o modelo de estabilidade baseado no mecanismo de Horn, introduzindo a possibilidade de o tipo de solo poder variar de camada para camada, tal como o ângulo que o plano de rotura associado a cada camada faz com a horizontal (Figura 1. 53).

Os trabalhos de Anagnostou e Kovári e de Broere, desenvolvidos quase em paralelo, permitiram assim a concretização de um modelo de estabilidade em cunha, baseado no mecanismo de Horn, aplicável em condições drenadas e não drenadas e que permite a consideração de heterogeneidades na frente de escavação, da infiltração da calda no solo e da geração de excessos de pressão neutra, efeitos negligenciados pela maioria das abordagens.

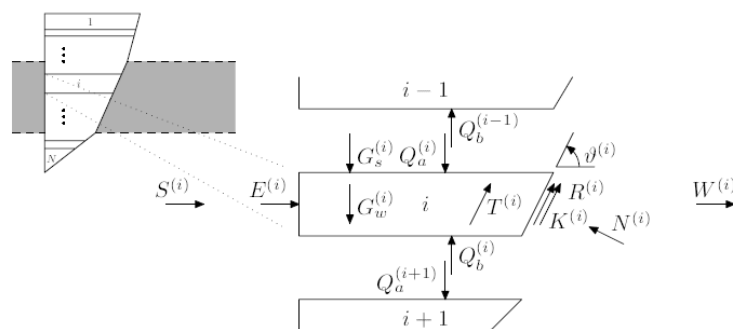


Figura 1. 53 – pormenor do modelo multi-camadas (Broere, 2001)

Todos os métodos de equilíbrio limite citados se referem a túneis inteiramente revestidos ($P/D = 0$) e a frentes não tratadas. A sua aplicação a túneis construídos sequencialmente requer alguns cuidados e adaptações.

Baumann et al. (1997) analisaram o caso em que o coroamento é reforçado com enfilagens ou a frente de escavação reforçada com pregagens, tendo constatado ser possível utilizar na avaliação da estabilidade o método de base proposto por Anagnostou e Kovári. Com ligeiras adaptações, a análise do equilíbrio permite definir o esforço que deve ser absorvido pelas inclusões. A distribuição desse esforço pelo número de pregos permite dimensionar estes elementos de modo a respeitar quer a sua resistência à tracção, através da secção transversal adoptada, quer a sua resistência ao arranque, através da definição do comprimento de amarração.

Sternath e Baumann (1997) aperceberam-se da necessidade de modificar os mecanismos de rotura correntemente utilizados de modo a aplicar os métodos de equilíbrio limite a valores de P/D não nulos, correntemente encontrados no caso de túneis construídos sequencialmente. Propuseram então o mecanismo de rotura ilustrado na Figura 1. 54, para a verificação da estabilidade da abóbada de um túnel construído sequencialmente, no qual se considera um único bloco com a forma de um cilindro de diâmetro correspondente ao comprimento da etapa de escavação, P .

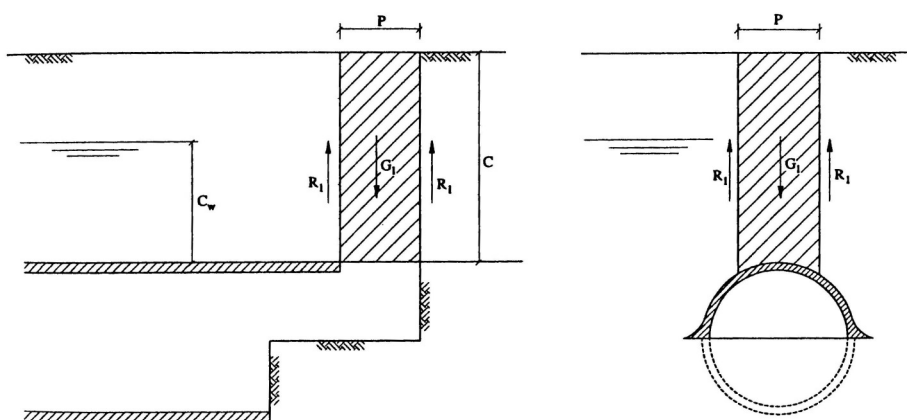


Figura 1. 54 - mecanismo de rotura da abóbada de um túnel construído sequencialmente (Sternath e Baumann, 1997)

A pressão de suporte necessária para estabilizar o túnel é obtida a partir da verificação do equilíbrio do mecanismo proposto, considerando-se integralmente mobilizada a resistência ao corte ao longo da superfície de escorregamento.

1.4. CONCLUSÕES

Recorrendo à revisão da bibliografia é possível tirar uma série de conclusões que, no seu conjunto, permitem compreender melhor os fenómenos envolvidos na estabilidade da frente de uma escavação. No que se segue resumem-se os que, aparentemente, são mais interessantes.

- Ensaios em modelo reduzido (Atkinson e Potts 1977, Atkinson e Mair 1982) sugerem que a influência tridimensional em condições drenadas é muito inferior à observada em condições não drenadas.
- Para condições não drenadas os deslocamentos na frente afectam uma zona significativa do maciço adiante da face de escavação, traduzindo-se o colapso à superfície pela formação de uma cratera com dimensões superiores às da secção transversal do túnel. No caso drenado a rotura é acompanhada pela formação de uma chaminé de pequena largura por cima do túnel.
- Mair (1979) afirma que no caso de túneis não revestidos inseridos num maciço não friccional a rotura nunca atinge a superfície para valores de C/D superiores a 3. Augarde et al. (2003) acrescentam que este efeito de localização da rotura com a profundidade é ainda mais pronunciado nos solos sem coesão.
- Verificou-se experimentalmente que o número de estabilidade N , definido originalmente por Broms e Bennermark tende para um valor constante para $C/D > 3$ (para um dado P/D) e que pode variar entre 3 e 9 para túneis mais superficiais, dependendo da geometria da frente (Mair et al. 1984). Para $P/D < 1$ o critério original de Broms e Bennermark revela-se sempre conservativo.
- Segundo Broere (2001), o método de equilíbrio limite proposto por Anagnostou e Kovári permite prever a pressão de colapso com uma precisão de 2%, tanto para os modelos de túneis em areia como em argila, um grau de precisão que não é alcançado por nenhum dos outros modelos.
- Uma solução limite superior calculada com base na hipótese do escoamento associado é válida quando $\psi < \phi$ (Davis, 1968). A validação das soluções de limite inferior é também proposta por Palmer (1966) e Atkinson (1981) embora nunca tenha sido provada analiticamente. A aceitação desta hipótese permite usar o teorema da região inferior para a estimativa segura da pressão de suporte mínima.
- Segundo Leca e Dormieux (1992) as condições de rotura observadas experimentalmente no caso dos túneis inteiramente revestidos em maciços coesivos são próximas das deduzidas a partir da abordagem pelo interior (limite inferior).
- A comparação dos limites de Leca e Dormieux (1990) para túneis inteiramente revestidos em solos friccionais com os resultados experimentais de Chambon e Corté (1989) revela um bom enquadramento da pressão de suporte crítica embora com um afastamento significativo da solução limite inferior. Também Antão (1997) reforça a ideia de que as fronteiras superiores se revelam muito mais realistas que as inferiores.
- As análises desenvolvidas por Leca e Dormieux (1990) relacionadas com frentes verdadeiramente tridimensionais em condições drenadas sugerem que a sobrecarga à

superfície não tem influência sobre o colapso da frente, excepto para túneis muito superficiais. Os autores relacionaram a profundidade a partir da qual a figura de rotura intersecta a superfície com o valor do ângulo de atrito, verificando naturalmente que a profundidade limite cresce com o valor deste parâmetro. Esta tendência foi posteriormente confirmada por Soubra, embora com ligeiras correcções. Subrin resumiu a questão afirmando que para que o mecanismo de rotura não intercepte a superfície é suficiente que C/D seja superior a 0,5 e ϕ' superior a 20° (métodos de análise limite).

- Os mecanismos de rotura em solos friccionais associados aos limites superiores e obtidos numericamente por Antão (1997) são semelhantes aos observados nos testes centrifugados, mas menos extensos em altura e profundidade. De facto, apesar de Yamazaki ter obtido para a razão entre a extensão frontal da zona em rotura e o diâmetro do túnel entre 0,4 e 0,6, Antão obteve quase sempre valores próximos de 0,3. O autor atribui a disparidade ao atraso no restabelecimento da pressão após o início da rotura.

ESTABILIDADE DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO. ANÁLISES NUMÉRICAS PRELIMINARES

2.1. INTRODUÇÃO

No capítulo anterior discutiu-se genericamente os aspectos essenciais do comportamento global das frentes de escavação inseridas em maciços terrosos. Pretende-se no âmbito deste capítulo aprofundar essa discussão com o recurso a análises numéricas. Numa primeira fase procura-se reproduzir os resultados existentes na bibliografia da especialidade, como forma de validação do modelo numérico, passando-se em seguida ao desenvolvimento das conclusões existentes mediante uma análise comparada dos efeitos da variação de alguns dos parâmetros fundamentais que controlam e determinam a estabilidade da frente de escavação, nomeadamente os referentes à geometria do problema e ao processo construtivo.

2.2. MODELO NUMÉRICO

2.2.1. CARACTERÍSTICAS GERAIS DO MODELO

Todas as análises numéricas foram realizadas com o FLAC^{3D}, programa de modelação numérica tridimensional especialmente vocacionado para as obras geotécnicas. Por utilizar uma formulação por diferenças finitas, o programa consegue modelar mais eficientemente grandes deformações e sistemas instáveis, sendo de grande valia na análise de situações próximas da rotura.

Embora a maior parte das aplicações da formulação por diferenças finitas adoptem uma discretização do meio em malhas rectangulares, a abordagem adoptada no Flac^{3D} permite considerar elementos com qualquer forma, conjugando o excelente desempenho das diferenças finitas com a flexibilidade própria do método dos elementos finitos.

2.2.2. GEOMETRIA ADOPTADA

A geometria adoptada em todas as análises realizadas foi semelhante, tendo-se procedido à modelação de um túnel de secção circular de 10 m de diâmetro. O recobrimento relativo C/D variou entre 0,5 e 3,0, em função do resultado experimental que se procurava reproduzir.

No que diz respeito ao refinamento na direcção longitudinal, definiram-se duas malhas distintas, uma com refinamento uniforme e outra com a zona central mais apertada do que nas extremidades. Cada um dos modelos referidos foi aplicado na modelação de túneis não revestidos e de túneis revestidos, respectivamente. Na Figura 2. 1 representa-se a malha de diferenças finitas utilizada na modelação de

um túnel não revestido com $C/D = 0,5$ (58806 pontos nodais) e na modelação de um túnel revestido com $C/D = 1,0$ (56791 pontos nodais).

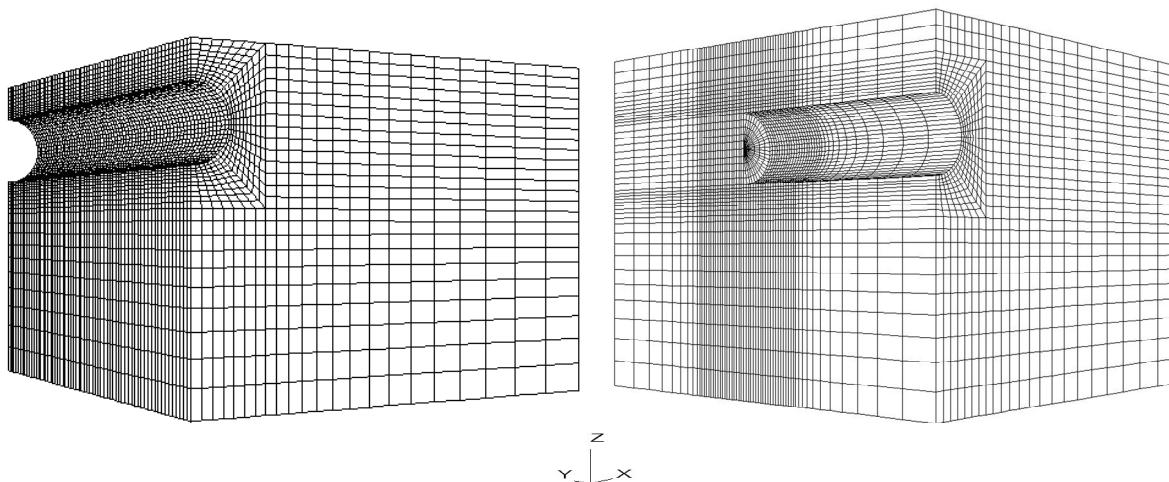


Figura 2. 1 - malhas de diferenças finitas utilizadas nas modelações numéricas dos túneis não revestidos (esquerda) e de túneis revestidos (direita)

2.2.3. CONDIÇÕES FRONTEIRA

As condições fronteira foram estabelecidas de acordo com a simetria do problema (a fronteira lateral esquerda corresponde a um plano de simetria). Os nós das fronteiras laterais esquerda e direita são fixos na direcção do eixo dos xx . Os nós localizados nas fronteiras frontal e posterior foram impedidos de se deslocarem na direcção do eixo dos yy (o qual corresponde ao eixo do túnel). Os nós da fronteira superior são livres de se deslocarem em qualquer direcção e os nós da fronteira inferior são fixos da direcção do eixo dos zz (o qual corresponde à direcção da gravidade).

2.2.4. FASEAMENTO CONSTRUTIVO

O avanço da escavação foi simulado em duas fases. O túnel foi integralmente escavado, aplicando-se em simultâneo uma pressão interna perpendicularmente à frente de escavação e/ou ao comprimento não revestido. Esta pressão interna, com valor idêntico ao da tensão de repouso ao nível do coroamento, foi em seguida gradualmente reduzida por patamares de 1 kPa. A diminuição da pressão de suporte por patamares culminou com o aumento indefinido dos deslocamentos para uma pressão de suporte constante, situação que se identificou com a rotura da frente.

2.2.5. DEFINIÇÃO DE ROTURA

As curvas obtidas para a redução da pressão em função do passo de cálculo e a evolução dos deslocamentos são semelhantes em todas as análises efectuadas. Uma curva típica de redução da

pressão interna atinge um patamar horizontal quando o valor da pressão desce até ao valor da pressão de suporte mínima σ_T (Figura 2. 2). A curva de deslocamentos caracteriza-se por uma sucessão de pequenos saltos verticais que assinalam a evolução das deformações e plataformas horizontais associadas à correspondente redução de pressão. À medida que a rotura se aproxima as plataformas horizontais tendem a desaparecer e os saltos verticais tornam-se maiores até que por fim se atinge um patamar vertical em que o deslocamento continua sempre a aumentar para um valor constante da pressão interna (Figura 2. 2). Este valor foi identificado como a pressão mínima necessária para manter a estabilidade da frente de escavação.

Convém referir que o valor obtido para a pressão mínima de suporte depende do parâmetro “mechanical ratio”, desde que a este não seja atribuído um valor suficientemente pequeno. O “mechanical ratio”, que define o nível de exigência do critério de convergência, é a razão entre o valor máximo da força não equilibrada e o valor médio da força aplicada. Adoptou-se para este parâmetro o valor 1×10^{-6} , o qual é suficientemente pequeno para não interferir com o valor registado para a pressão de suporte. Caso fosse considerado um critério de convergência menos exigente poderia acontecer que a pressão de suporte mínima calculada fosse inferior à real e logo contra a segurança.

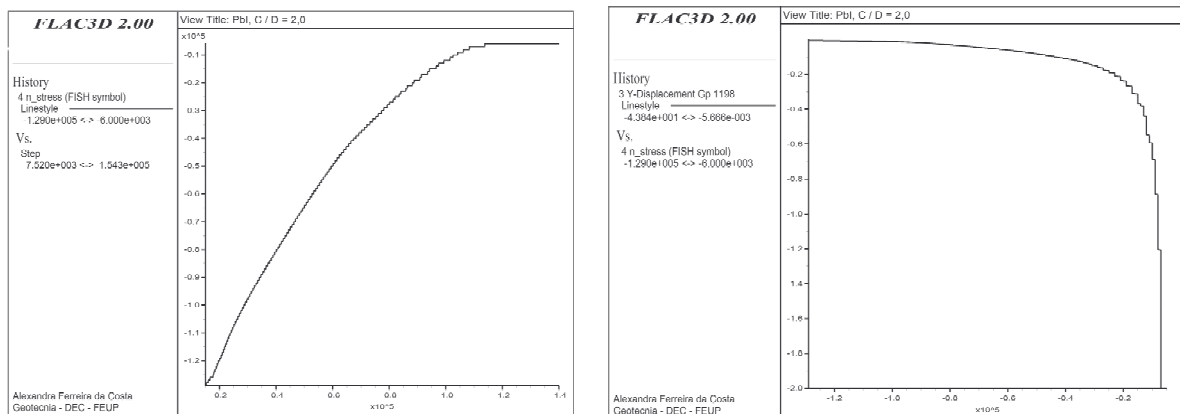


Figura 2. 2 – definição de rotura adoptada no âmbito das análises realizadas

2.3. VALIDAÇÃO DAS ANÁLISES NUMÉRICAS

Utilizando o programa tridimensional de diferenças finitas $FLAC^{3D}$ iniciou-se a prossecução das tarefas enunciadas com a reprodução de resultados experimentais de outros autores. Pretende-se testar a viabilidade do código numérico como ferramenta de projecto, no que diz respeito ao tempo efectivo de cálculo e à fiabilidade na determinação da pressão de suporte mínima. Foram quatro os grupos de resultados experimentais analisados, resultado da combinação das alternativas drenado / não drenado e revestido / não revestido.

2.3.1. COMPORTAMENTO NÃO DRENADO DE UM TÚNEL NÃO REVESTIDO

O primeiro grupo de resultados experimentais analisado foi obtido a partir dos ensaios efectuados por Kimura e Mair (1981) e Mair et al. (1984).

O modelo avaliado consiste num túnel de secção circular não revestido, inserido num maciço argiloso caracterizado por $\gamma D/c_u = 2,6$. Não sendo feita pelos autores qualquer referência quer ao valor do coeficiente de impulso em repouso quer ao módulo de deformabilidade, adoptou-se para estes parâmetros, respectivamente, 1,0 e 30 MPa.

No que diz respeito ao valor do coeficiente de Poisson, fez-se uma série de análises preliminares em que se fez variar o seu valor entre 0,45 e 0,49. Verificou-se que embora o valor mais realista de 0,49 onerasse excessivamente o tempo de cálculo, não aportava diferenças significativas aos resultados.

Em relação à resistência à tracção, usou-se o critério de Tresca truncado e não truncado, não se tendo todavia observado diferenças nos resultados, pelo menos quanto à pressão de suporte limite e à forma geral da figura de rotura.

Optou-se assim por usar na grande maioria das análises não drenadas um valor de 0,45 para o coeficiente de Poisson e o critério de Tresca truncado.

O parâmetro recobrimento relativo, C/D , variou entre 0,50 e 3,00, o que correspondeu no modelo numérico a um valor de C variável entre 5 m e 30 m.

Em todos os cálculos realizados foi considerada à superfície uma sobrecarga de 50 kPa, apesar de não haver referência à aplicação de uma sobrecarga nos modelos experimentais, de modo a garantir que a frente não suportada não era estável.

Na Figura 2. 3 compara-se os resultados obtidos numericamente com os resultados experimentais publicados e faz-se o enquadramento de ambos pelas soluções de limite inferior e superior de Sloan e Assadi (1993).

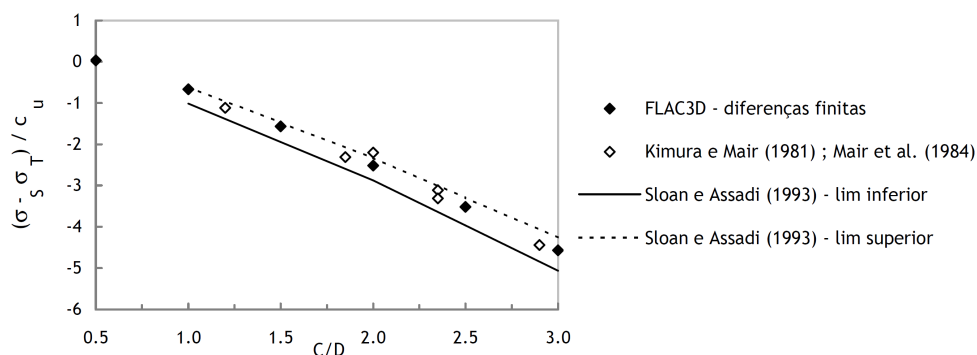


Figura 2. 3 - efeito da profundidade relativa sobre a estabilidade da escavação (resultados numéricos versus experimentais e enquadramento de ambos relativamente aos limites publicados)

Verifica-se que os resultados obtidos para as diferentes profundidades concordam bastante bem com os resultados experimentais que se pretendia reproduzir, sendo praticamente coincidentes. Adicionalmente constata-se que ambos são bem enquadrados pelos limites existentes, em particular pelas soluções de limite superior e inferior de Sloan e Assadi.

No que diz respeito à rotura, representada na Figura 2. 4 pelo patamar horizontal da pressão interna e pelo patamar vertical do assentamento no coroamento, aparece de forma gradual e reflecte-se numa figura de rotura bastante abrangente, muito semelhante ao Mecanismo D definido por Davis et al. (1980) e que engloba toda a secção, atingindo a superfície (Figura 2. 5).

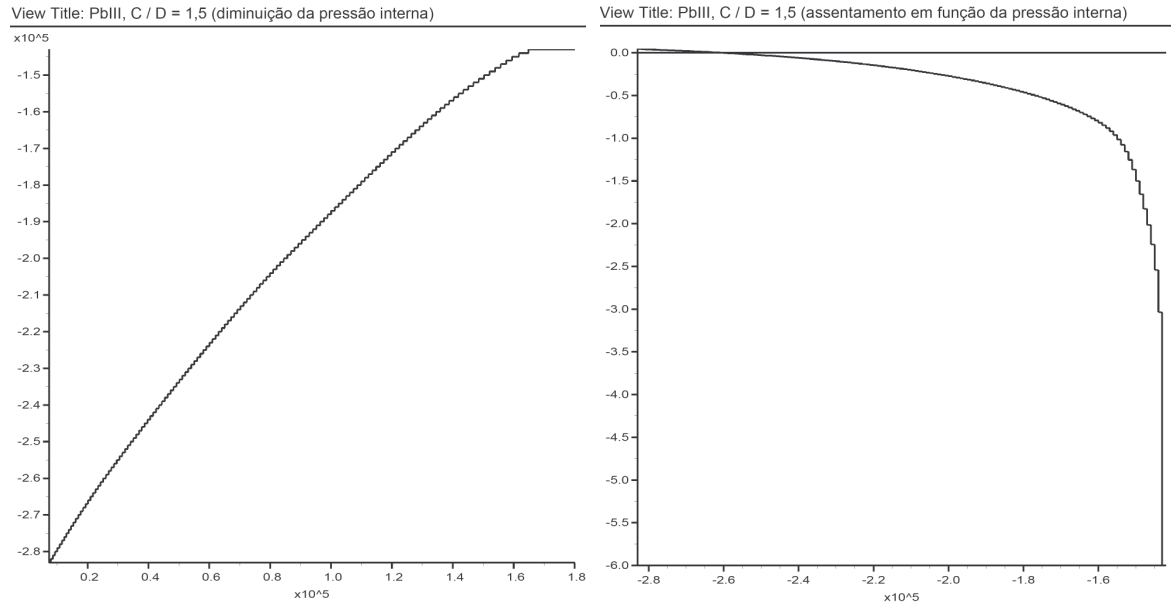


Figura 2. 4 - variação da pressão de suporte em função do passo (esquerda) e variação do assentamento coroamento em função da pressão de suporte (direita) para $C/D = 1,50$

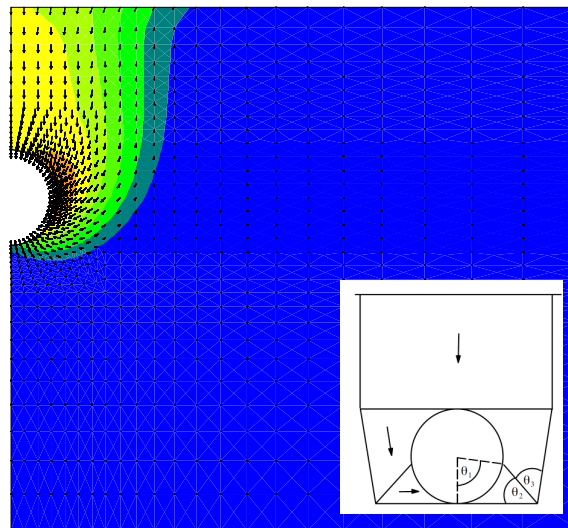


Figura 2. 5 - deslocamentos aquando da rotura ($C/D = 1,5$); Mecanismo D de Davis et al. (1980)

Refira-se que o Mecanismo D foi identificado por Davis et al. (1980) como o mecanismo crítico para recobrimentos relativos da ordem de $C/D = 2$.

2.3.2. COMPORTAMENTO NÃO DRENADO DE UM TÚNEL INTEIRAMENTE REVESTIDO

O segundo grupo de ensaios avaliado foi realizado pelos mesmos autores e no mesmo tipo de material que os ensaios analisados em 2.3.1. Trata-se agora de um túnel inteiramente revestido ($P/D = 0,0$).

Os parâmetros resistentes e de deformabilidade adoptados na modelação numérica são consistentes com os que foram utilizados no caso do túnel não revestido em condições não drenadas.

Tal como nos cálculos em secção corrente, foi considerada à superfície a aplicação de uma sobrecarga, desta vez com um valor bastante superior (300 kPa), uma vez que a frente verdadeiramente tridimensional é mais estável que a secção corrente de um túnel não revestido. A aplicação da sobrecarga permitiu que a frente rompesse sem ser necessário aplicar-lhe tensões de tracção.

A comparação entre os resultados obtidos e os valores experimentais, bem como o enquadramento de ambos por soluções de análise limite publicadas, representa-se na Figura 2. 6.

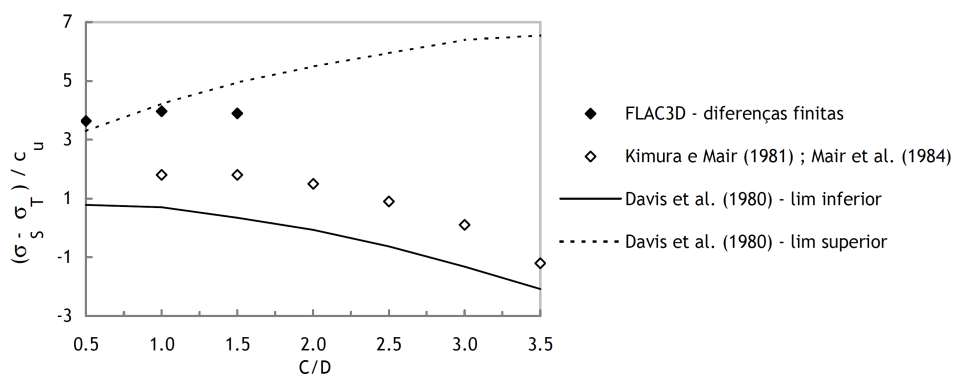


Figura 2. 6 - efeito da profundidade relativa sobre a estabilidade da escavação (resultados numéricos *versus* experimentais e enquadramento de ambos relativamente aos limites publicados)

Constata-se que os valores numéricos têm uma evolução semelhante à dos resultados experimentais, embora apontem para valores da pressão crítica bastante inferiores e portanto do lado contrário à segurança. Ambos os grupos de resultados são bem enquadrados pelos limites de Davis et al. (1980), verificando-se no entanto que os valores experimentais são mais próximos do limite inferior e que os valores resultantes da análise numérica são praticamente sobrepostos às soluções de limite superior.

O hiato em relação aos valores experimentais poderá explicar-se pelo movimento de grandes quantidades de material para o interior do túnel (modelo centrifugado) no momento do colapso, o qual causa a compressão do ar e o conseqüente aumento da pressão de suporte registada aquando do ensaio. Um comportamento semelhante foi referido por Al Hallak et al. (2001) no caso dos solos granulares, embora naturalmente o aumento da pressão observado após a rotura fosse muito inferior.

Embora possa parecer que este efeito devia ser observado também nos ensaios não revestidos não drenados e nos ensaios drenados em geral, no primeiro caso o modelo é apenas revestido por uma membrana flexível o que permite que o excesso de pressão se dilua ao longo de todo o comprimento do túnel e no segundo caso a massa movimentada é muito inferior. Estas diferenças justificam que as variações que eventualmente venham associadas ao valor da pressão de suporte não sejam significativas.

A rotura da frente de escavação, representada na Figura 2. 7 pelo patamar horizontal da pressão interna e pelo patamar vertical da extrusão ao nível do eixo, aparece de forma gradual tal como no caso não revestido.

A figura de rotura resultante (Figura 2. 8) engloba toda a frente de escavação, apresentando um desenvolvimento longitudinal máximo pouco superior a um diâmetro. Os maiores deslocamentos registam-se próximo da soleira, atenuando-se em altura. Verificou-se, para todas as profundidades avaliadas, que a rotura se faz sentir à superfície.

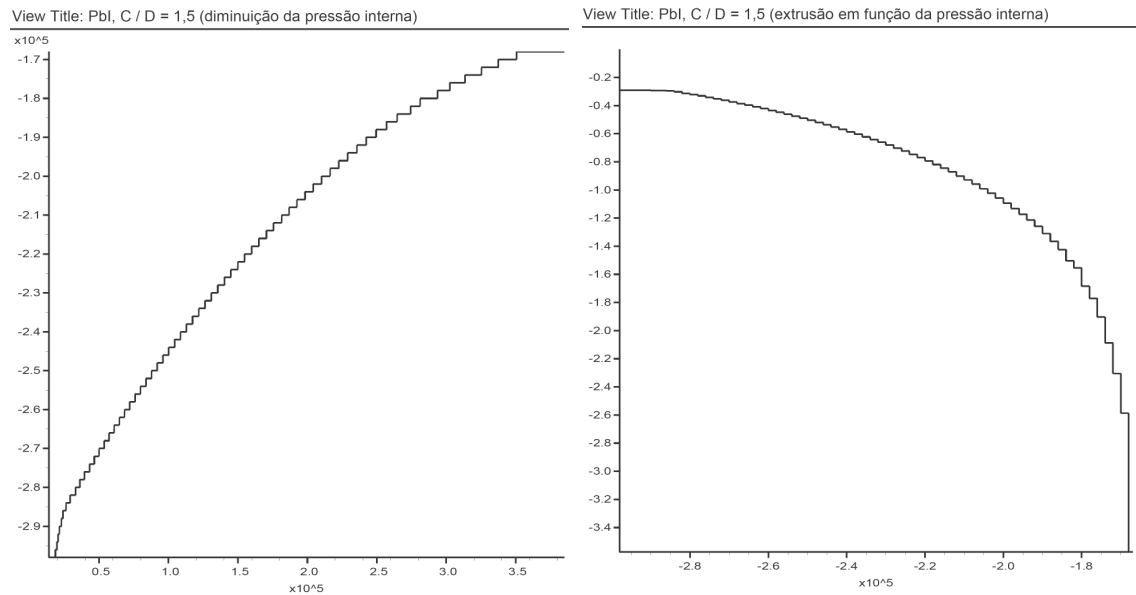


Figura 2. 7 - variação da pressão de suporte em função do passo (esquerda) e variação do deslocamento da frente ao nível do eixo em função da pressão de suporte (direita) para $C/D = 1,0$

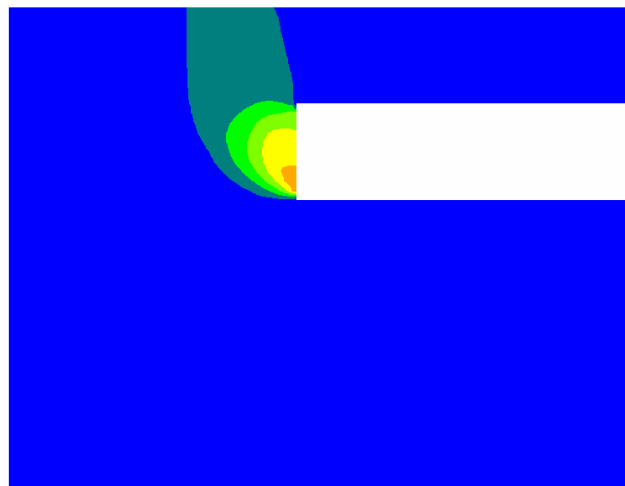


Figura 2. 8 - deslocamentos aquando da rotura ($C/D = 1,0$)

2.3.3. COMPORTAMENTO DRENADO DE UM TÚNEL NÃO REVESTIDO

O terceiro grupo de ensaios analisado foi efectuado por Atkinson e Potts (1977) e refere-se a um solo puramente atrítico, areia “Leighton Buzzard” seca.

O solo referido caracteriza-se por um peso volúmico de $16,1 \text{ kN/m}^3$, uma coesão nula e um ângulo de atrito interno de 50° . No âmbito das modelações numéricas o estado de tensão inicial adoptado foi definido a partir do valor do peso volúmico do solo e do coeficiente de impulso em repouso K_0 , calculado com base na fórmula de Jaky (1944). Manteve-se o valor do módulo de deformabilidade, $E = 30 \text{ MPa}$, adoptado nas modelações não drenadas e utilizou-se para o coeficiente de Poisson um valor $\nu = 0,3$.

Foi avaliada previamente a influência do ângulo de dilatância, cujo valor variou entre zero e o valor do ângulo de atrito. Verificou-se que não se reflectia nos resultados obtidos de modo significativo pelo que se optou, nas análises definitivas realizadas, pelo regime de escoamento associado.

As modelações incidiram sobre um túnel não revestido, com recobrimento relativo, C/D , variável entre 0,35 e 2,32.

Não foi considerada nas análises numéricas qualquer sobrecarga devido à possibilidade da superfície não ser interceptada pela figura de rotura.

Na Figura 2. 9 faz-se a representação dos resultados numéricos em conjunto com os experimentais, procedendo-se ainda ao enquadramento pelas soluções limite propostas por Atkinson et al. (1975) e Atkinson e Potts (1977).

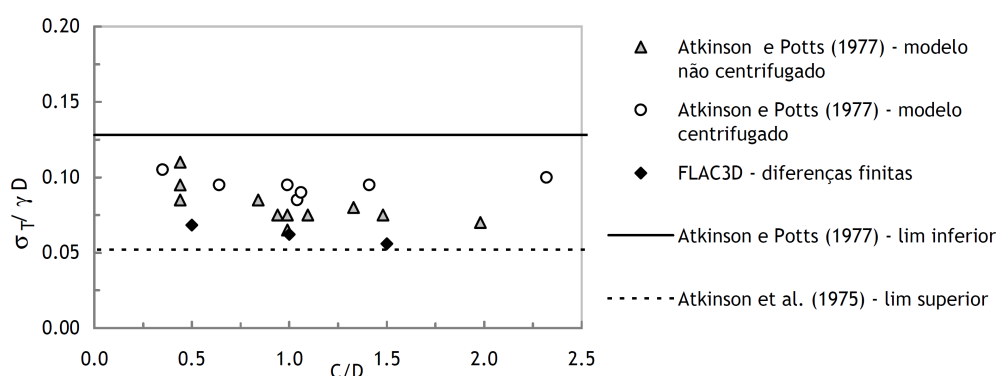


Figura 2. 9 - efeito da profundidade relativa sobre o valor da pressão mínima de suporte normalizada (resultados numéricos *versus* experimentais e enquadramento de ambos relativamente aos limites publicados)

Observa-se uma boa proximidade entre os resultados experimentais e numéricos, verificando-se que uma pressão muito baixa, da ordem dos 10 kPa, é suficiente para manter a estabilidade da escavação (Figura 2. 9).

O enquadramento da globalidade dos resultados representados pelas soluções de análise limite é bastante bom, embora os resultados numéricos se aproximem das soluções de limite superior. Já no que diz respeito aos resultados experimentais, apresentam uma dispersão significativa, não se aproximando preferencialmente de nenhum dos limites representados.

A evolução da pressão interna em função do passo de cálculo e do deslocamento vertical observado no coroamento representa-se na Figura 2. 10, para o caso particular de $C/D = 1,0$. A comparação com a Figura 2. 4 sugere de imediato que em condições drenadas a rotura sobrevém de modo mais brusco, associando-se a deslocamentos significativamente menores.

Para a gama de recobrimentos avaliada verifica-se que a figura de rotura associada ao túnel não revestido não atinge a superfície, sendo o seu desenvolvimento significativamente mais modesto do que o observado no caso dos materiais coesivos (Figura 2. 11). Esta observação justifica em parte o valor significativamente menor dos deslocamentos observados no maciço.

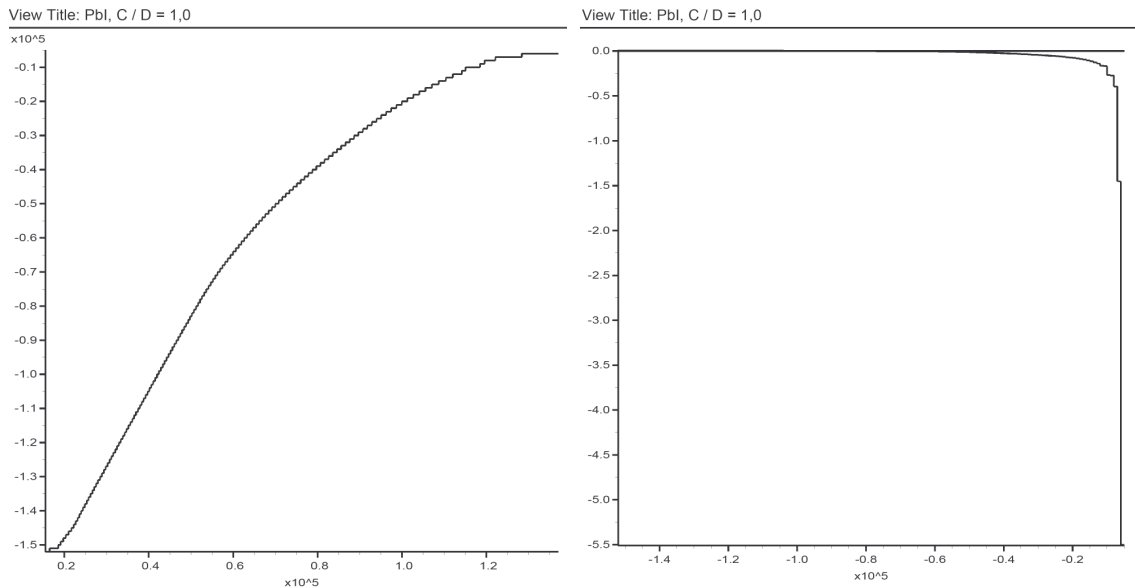


Figura 2. 10 - variação da pressão de suporte em função do passo (esquerda) e variação do deslocamento vertical do coroamento em função da pressão de suporte (direita)

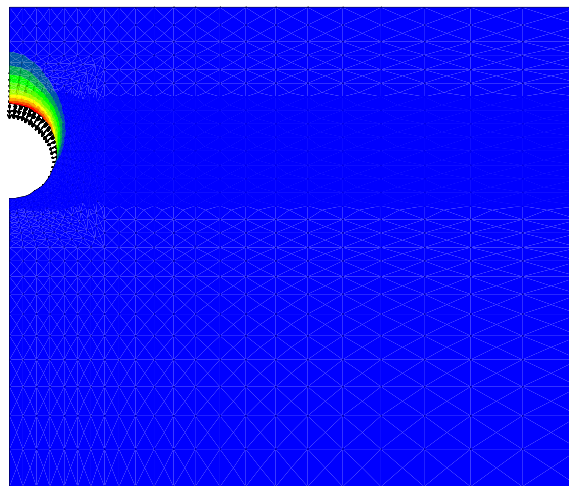


Figura 2. 11 - deslocamentos aquando da rotura (C/D = 1,0)

2.3.4. COMPORTAMENTO DRENADO DE UM TÚNEL INTEIRAMENTE REVESTIDO

O último grupo de ensaios analisado foi levado a cabo por Chambon e Corté (1989, 1990). O modelo tridimensional realizado reproduz um túnel de secção circular, inteiramente revestido, inserido num maciço de areia fina de “Fontainebleau” seca.

Consideraram-se duas compacidades distintas para a areia de “Fontainebleau”, areia solta, caracterizada por $\gamma = 15,3 \text{ kN/m}^3$, $c = 2,3 \text{ kPa}$ e $\phi = 35,2^\circ$ e areia densa, com $\gamma = 16,1 \text{ kN/m}^3$, $c = 1,1 \text{ kPa}$ e $\phi = 38,3^\circ$. O coeficiente de impulso em repouso adoptado no modelo numérico foi obtido a partir da expressão de Jaky (1944) e o módulo de deformabilidade foi considerado igual a 30 MPa.

Tal como nas análises drenadas de túneis não revestidos não foi adoptada qualquer sobrecarga à superfície, uma vez que a superfície de rotura só a atinge para túneis muito superficiais.

Os resultados obtidos numericamente para ambas as densidades são razoavelmente próximos dos resultados experimentais correspondentes, verificando-se, tal como no modelo plano, que uma pequena pressão de suporte, geralmente inferior a 10 kPa, é suficiente para manter a integridade da frente de escavação (Figura 2. 12). Alguns dos valores obtidos são ainda mais baixos que os observados no caso não revestido, tal como seria de esperar. O facto de as duas análises terem sido feitas para areias muito diferentes (“Leighton Buzzard” e “Fontainebleau”) não permite no entanto tirar conclusões mais definitivas.

A Figura 2. 12 sugere ainda que, para a gama de valores analisada, a profundidade relativa não é determinante para o valor registado de $\sigma_T/\gamma D$. Já a densidade da areia parece ter alguma influência, observando-se no caso da areia densa uma maior estabilidade da frente. A grande dispersão dos valores medidos, associada naturalmente à sua pequena grandeza, deverá no entanto ser sempre levada em consideração.

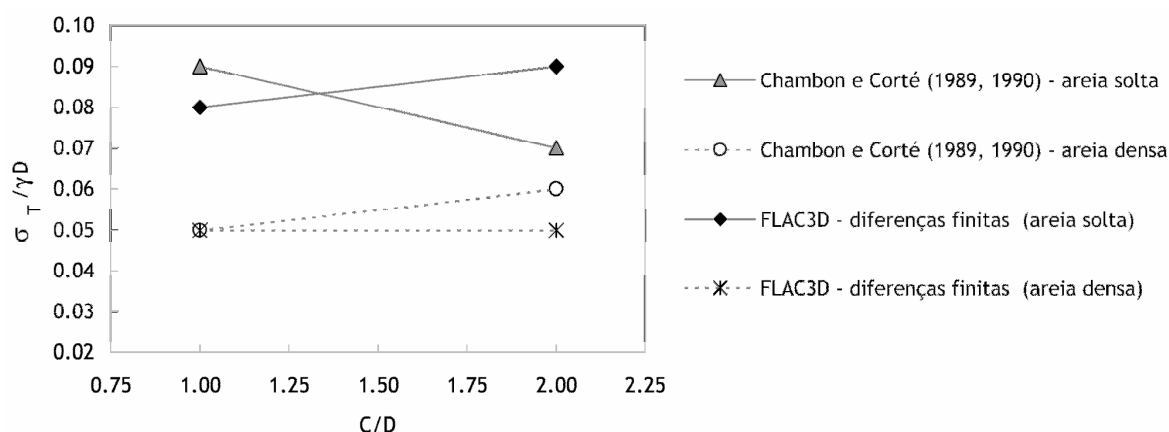


Figura 2. 12 - efeito da compacidade sobre o valor da pressão mínima de suporte normalizada (resultados numéricos *versus* experimentais)

O enquadramento dos valores experimentais e numéricos pelas soluções limite existentes é feito na Figura 2. 13 (areia densa) e na Figura 2. 14 (areia solta).

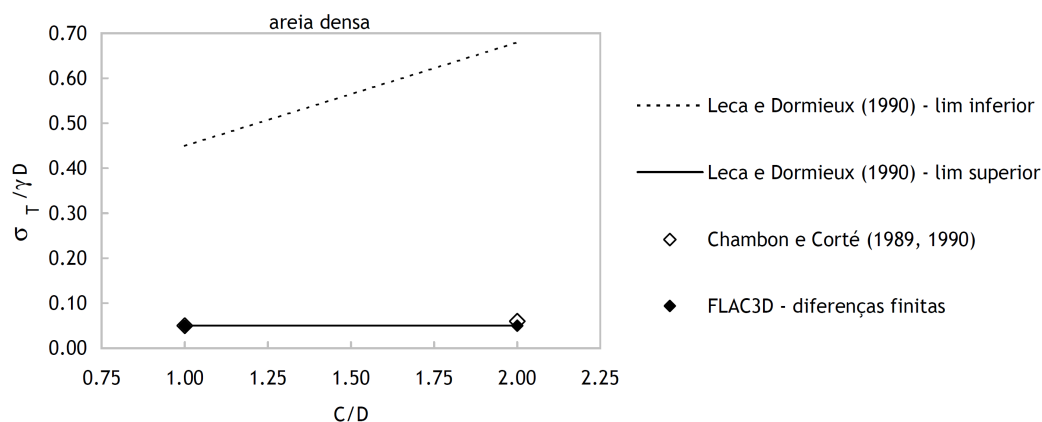


Figura 2. 13 – enquadramento dos resultados numéricos e experimentais relativamente aos limites publicados (túnel inteiramente revestido em condições drenadas – areia densa)

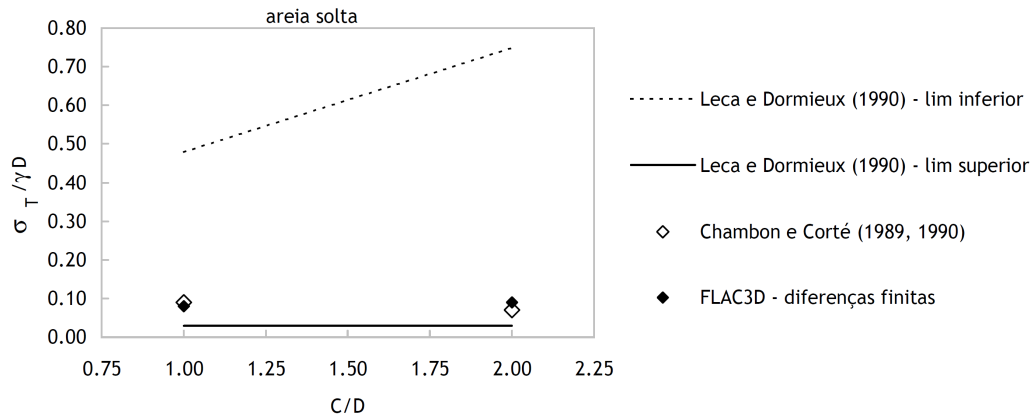


Figura 2. 14 - efeito enquadramento dos resultados numéricos e experimentais relativamente aos limites publicados (túnel inteiramente revestido em condições drenadas – areia solta)

Observa-se em ambos os casos um grande afastamento do limite inferior. Adicionalmente constata-se que o limite representado sugere que a pressão limite na frente de escavação aumenta com a profundidade relativa do eixo do túnel. Os dados experimentais e numéricos actualmente existentes apontam no entanto para um mecanismo de rotura localizado na frente de escavação (Figura 2. 16), não sendo por isso previsível o aumento da instabilidade da frente para valores de C/D crescentes.

Apesar de todo o trabalho que tem vindo a ser desenvolvido no campo da análise limite, ainda não foi possível melhorar os resultados de Leca e Dormieux (1990). Sugere-se assim a adopção da abordagem cinemática como meio para estimar a pressão mínima de suporte. Embora o limite superior forneça sempre um valor contra a segurança, verificou-se que se aproxima bastante dos resultados experimentais e numéricos, pelo que poderá constituir um bom ponto de partida para a avaliação da estabilidade da frente.

Representa-se na Figura 2. 15 a variação do valor da pressão de interna e da extrusão ao nível do eixo, para o caso $C/D = 1,0$. Por comparação com a Figura 2. 7 constata-se que, tal como se verificou para as modelações do túnel não revestido, no caso das areias a rotura sobrevém de modo mais brusco, associando-se a deslocamentos na frente (extrusão) significativamente menores.

A figura de rotura, tal como no caso das análises realizadas para materiais não friccionais, abrange toda a frente de escavação. Apresenta no entanto uma largura máxima na direcção longitudinal muito inferior (cerca de 25% do diâmetro do túnel) e não se prolonga em direcção à superfície. Os valores máximos do deslocamento registam-se pouco abaixo do eixo do túnel (Figura 2. 16).

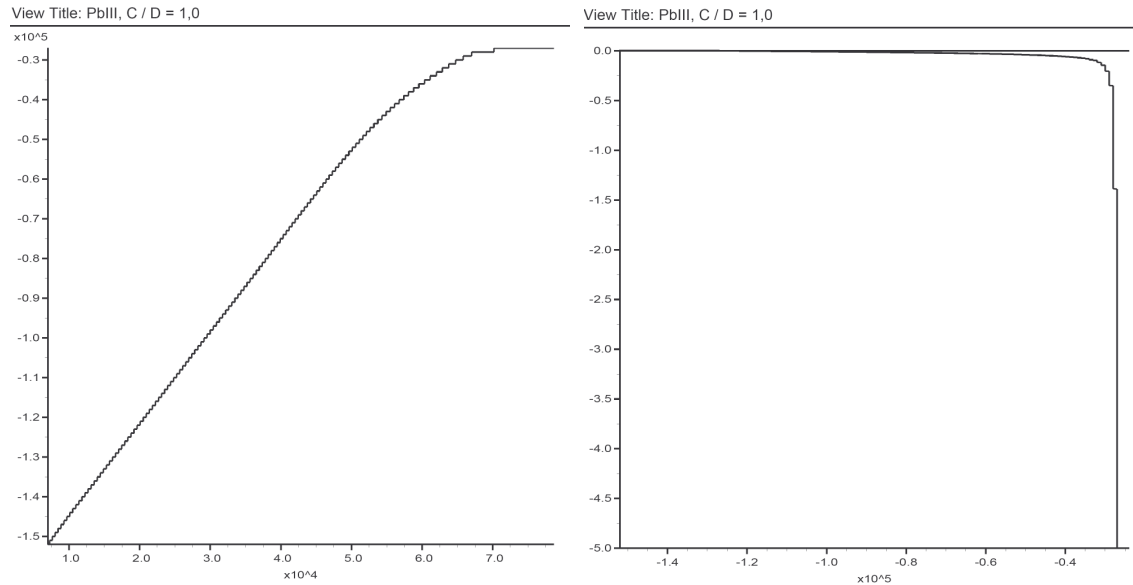


Figura 2. 15 - variação da pressão de suporte em função do passo (esquerda) e variação do deslocamento da frente ao nível do eixo em função da pressão de suporte (direita)

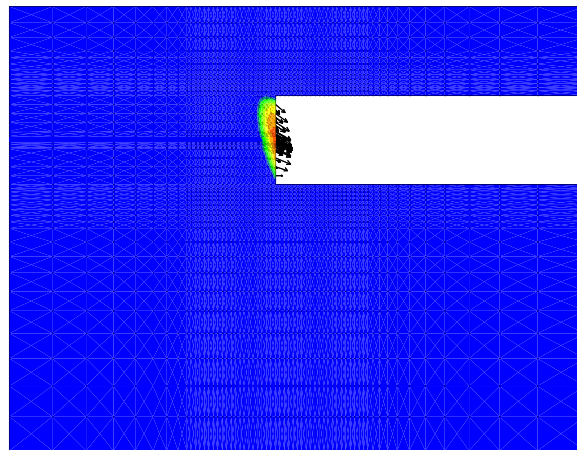


Figura 2. 16 - deslocamentos aquando da rotura (C/D = 1,0)

2.4. ESTUDO DE SENSIBILIDADE

Pretende-se agora avaliar numericamente, com recurso a um estudo de sensibilidade, a importância de dois parâmetros numéricos fundamentais, o comprimento não revestido e o diâmetro da secção recta do túnel.

2.4.1. AVALIAÇÃO DO EFEITO DA VARIAÇÃO DO COMPRIMENTO NÃO REVESTIDO (PARÂMETRO P/D)

O efeito do atraso do fecho do revestimento na estabilidade da frente de escavação só pode ser verdadeiramente avaliado com recurso à modelação experimental 3D ou à análise numérica 3D. Estas

abordagens, no entanto, são muito morosas e complexas pelo que poucos autores se dedicaram à avaliação das repercussões da variação deste parâmetro.

Como excepções podemos citar o trabalho experimental de Casarin e Mair (1981) e de Kimura e Mair (1981) com materiais coesivos, o trabalho experimental de König et al. (1991) e Chambon e Corté (1994) com materiais friccionais e as análises numéricas de Antão (1997).

A maior parte dos estudos existentes é assim dirigida a túneis não revestidos ($P = \infty$) ou a túneis inteiramente revestidos ($P = 0$). Apesar de normalmente não ser contabilizado, o atraso no fecho do revestimento provisório é de grande importância, uma vez que ambas as situações referidas são extremamente raras no âmbito das práticas de execução de túneis reais, particularmente no caso da construção em NATM.

No que se segue procede-se ao desenvolvimento deste assunto, com base na utilização do programa de cálculo comercial Flac^{3D}. As análises efectuadas dividiram-se em dois grupos principais, o primeiro centrado na resposta não drenada do maciço e o segundo na resposta drenada.

2.4.1.1. Objectivos

Pretende-se com este estudo avaliar a variação das pressões mínimas que garantem a estabilidade da frente e a propagação da zona afectada pela rotura, com o aumento do comprimento não revestido.

Relativamente à pressão mínima de suporte σ_T , tendo em atenção que atinge valores muito inferiores no caso drenado, foi necessário adoptar o que se designou por “valor normalizado” da pressão mínima de suporte, de forma a ser possível comparar a evolução deste parâmetro no caso drenado com a respectiva variação não drenada.

Este valor normalizado é obtido a partir da pressão de suporte mínima para um determinado comprimento não revestido relativo P/D , σ_T , da pressão de suporte mínima para o caso de um túnel inteiramente revestido, $\sigma_T(0)$, e da pressão de suporte mínima para um túnel não revestido, $\sigma_T(\infty)$, da seguinte forma:

$$\sigma_T^* = \frac{\sigma_T - \sigma_T(0)}{\sigma_T(\infty) - \sigma_T(0)} \quad (2-1)$$

Trata-se portanto de um parâmetro que varia necessariamente entre os valores 0 (túnel inteiramente revestido) e 1 (túnel não revestido).

Os valores utilizados para $\sigma_T(\infty)$ e $\sigma_T(0)$ foram obtidos em cálculos anteriores, direccionados para os casos de túneis não revestidos e de túneis inteiramente revestidos (2.3).

2.4.1.2. Materiais utilizados

O material adoptado no âmbito das análises não drenadas caracteriza-se por uma resistência não drenada constante em profundidade e por um parâmetro $\gamma D/c_u$ de valor igual a 2,6. Estes valores

baseiam-se nos parâmetros correntes dos materiais ensaiados na Universidade de Cambridge (Kimura e Mair, 1981, Mair et al., 1984).

Em relação ao material friccional adoptaram-se as características de uma areia de “Fontainebleau” seca e solta, $\gamma = 15,3 \text{ kN/m}^3$, $\phi' = 35,2^\circ$, $c' = 2,3 \text{ kPa}$, tendo-se considerado ainda as características de um escoamento normal associado ($\psi = 35,2^\circ$).

2.4.1.3. Geometria

A geometria adoptada foi idêntica em ambos os grupos de análises, consistindo num túnel circular de 10 m de diâmetro, com 10 m de recobrimento ($C/D = 1$).

A malha de diferenças finitas empregue é idêntica à da Figura 2. 1, utilizada na modelação dos túneis revestidos. Refira-se a propósito que com a malha adoptada, o valor máximo disponível para o parâmetro P/D é 3,5. No entanto verificou-se que este limite é suficiente uma vez que, tanto nas análises drenadas como nas não drenadas, os resultados associados a este valor convergem claramente para os que seriam obtidos no caso de um túnel não revestido.

2.4.1.4. Resultados obtidos

Apresentam-se na Figura 2. 17 os resultados obtidos para o valor normalizado da pressão de suporte mínima, definida pela expressão (2.1).

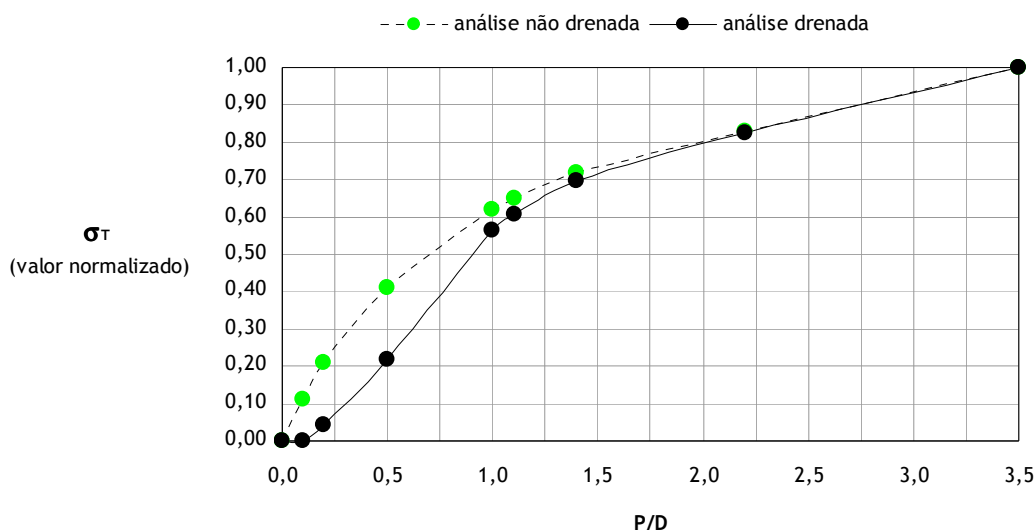


Figura 2. 17 - evolução da pressão de suporte normalizada com o comprimento não revestido (comparação das respostas drenada e não drenada)

A evolução registada sugere que,

- em condições drenadas o valor da pressão de suporte mínima não sofre alterações para valores do parâmetro P/D inferiores a 0,1;
- para valores superiores do comprimento não revestido, ocorre um rápido aumento da pressão de suporte, até $P/D = 1,0$;
- a partir de $P/D = 1,0$ a resposta drenada do maciço vem atenuada, verificando-se uma diminuição do ritmo de crescimento da pressão de suporte mínima para cerca de 30% do valor máximo;
- para $P/D = 3,5$ a pressão normalizada atinge o valor unitário, o que consiste num sinal claro de que os efeitos tridimensionais da frente de escavação deixaram de se fazer sentir;
- relativamente à resposta não drenada do maciço, qualquer aumento do comprimento não revestido, por pequeno que seja, traduz-se num crescimento imediato da pressão de suporte mínima;
- tal como no caso drenado, são notórios três troços principais na curva de evolução da pressão de suporte mínima:
 - até $P/D = 0,2$, o valor da pressão de suporte mínima cresce rapidamente;
 - posteriormente observa-se uma ligeira diminuição do crescimento até $P/D = 1,0$;
 - por último a evolução da pressão de suporte normalizada torna-se visivelmente mais modesta e coincide com a da resposta drenada a partir do valor $P/D = 2,2$.

A evolução da zona afectada pela rotura, para comprimentos não revestidos compreendidos entre $0D$ e $3,5D$, em condições não drenadas, representa-se nas Figuras 2.18 a 2.24. A resposta equivalente drenada é representada nas Figuras 2.25 a 2.31.

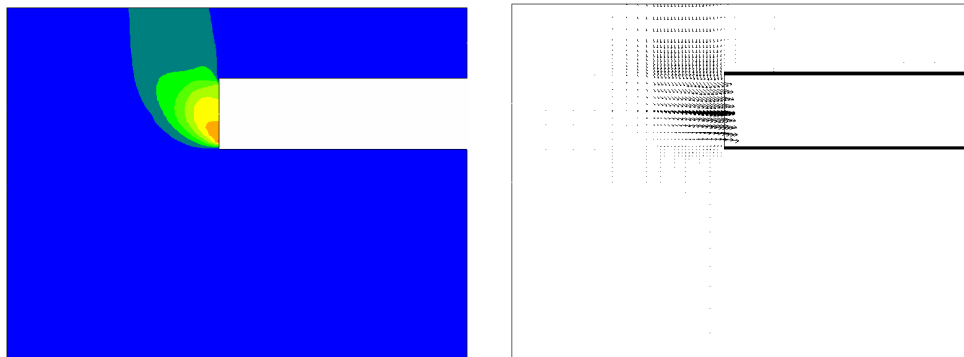


Figura 2. 18 - magnitude e direcção dos deslocamentos no maciço para $P/D = 0,0$ (análise não drenada)

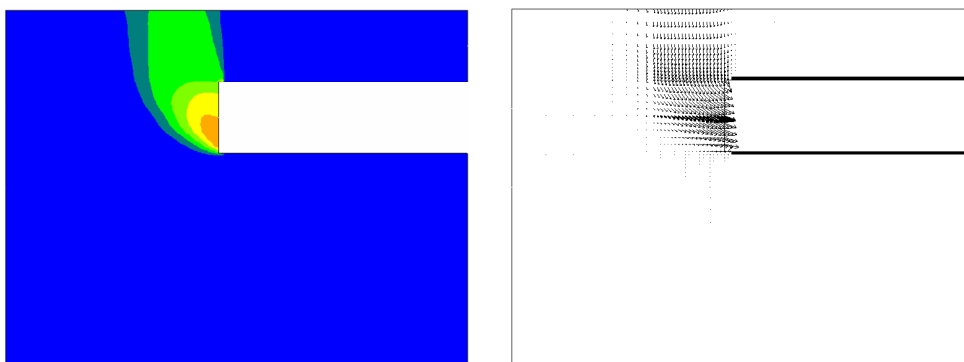


Figura 2. 19 - magnitude e direcção dos deslocamentos no maciço para $P/D = 0,1$ análise não drenada)

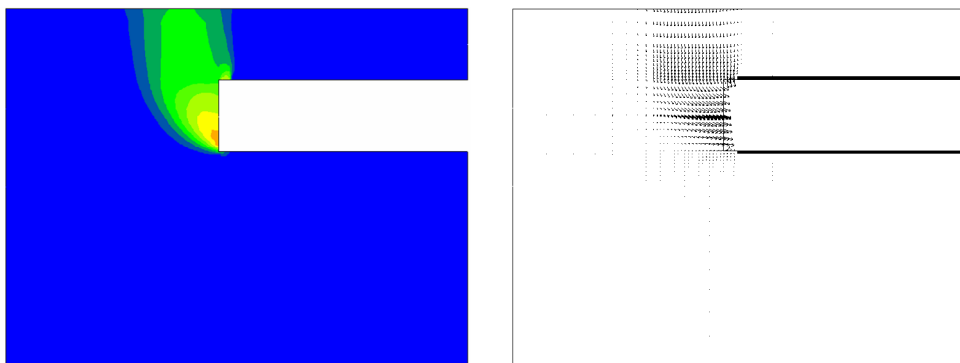


Figura 2. 20 - magnitude e direcção dos deslocamentos no maciço para $P/D = 0,2$ (análise não drenada)

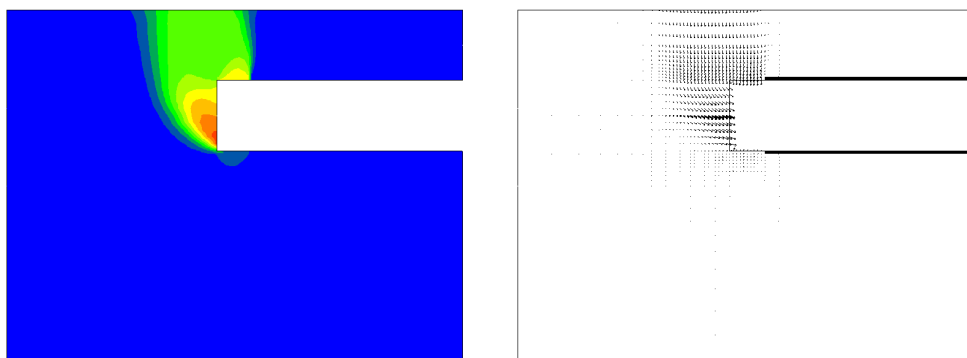


Figura 2. 21 - magnitude e direcção dos deslocamentos no maciço para $P/D = 0,5$ (análise não drenada)

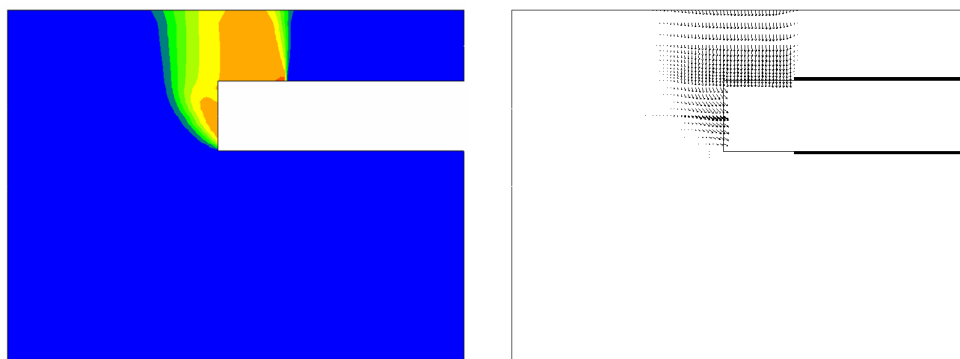


Figura 2. 22 - magnitude e direcção dos deslocamentos no maciço para $P/D = 1,0$ (análise não drenada)

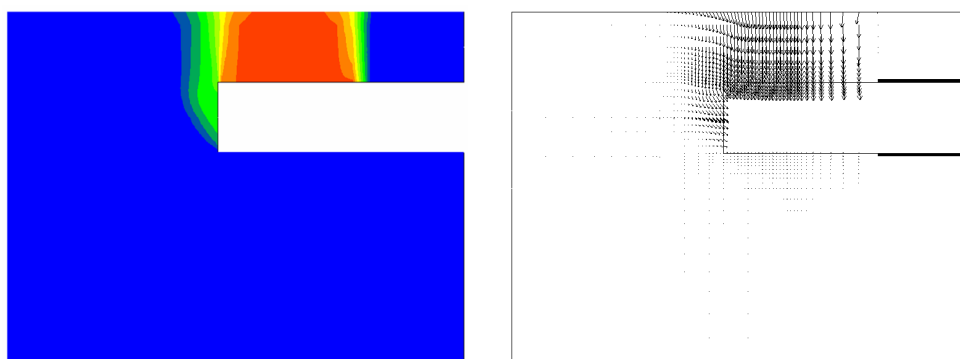


Figura 2. 23 - magnitude e direcção dos deslocamentos no maciço para $P/D = 2,2$ (análise não drenada)

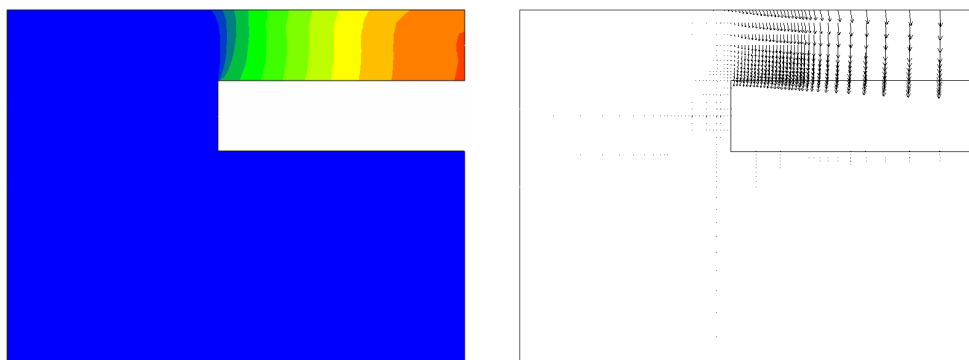


Figura 2. 24 - magnitude e direcção dos deslocamentos no maciço para $P/D = 3,5$ (análise não drenada)

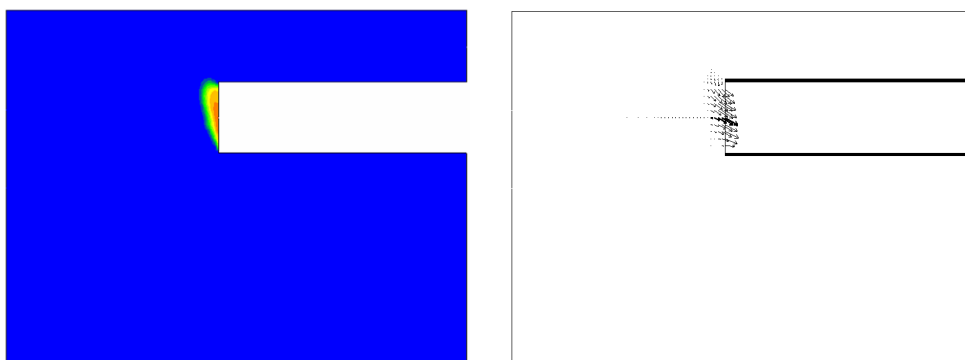


Figura 2. 25 - magnitude e direcção dos deslocamentos no maciço para $P/D = 0,0$ (análise drenada)

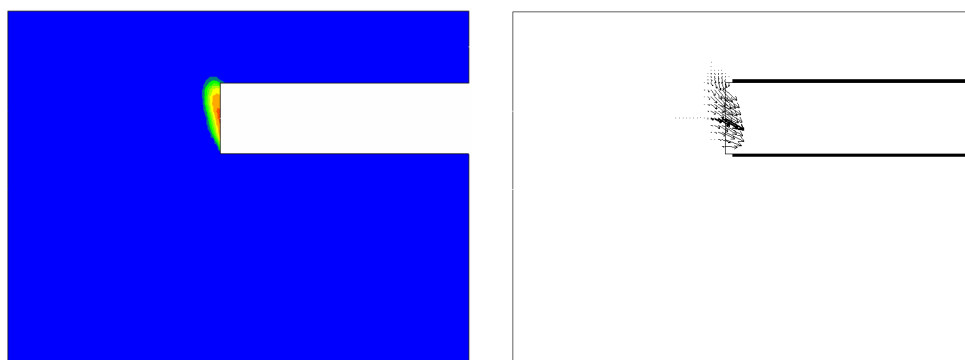


Figura 2. 26 - magnitude e direcção dos deslocamentos no maciço para $P/D = 0,1$ (análise drenada)

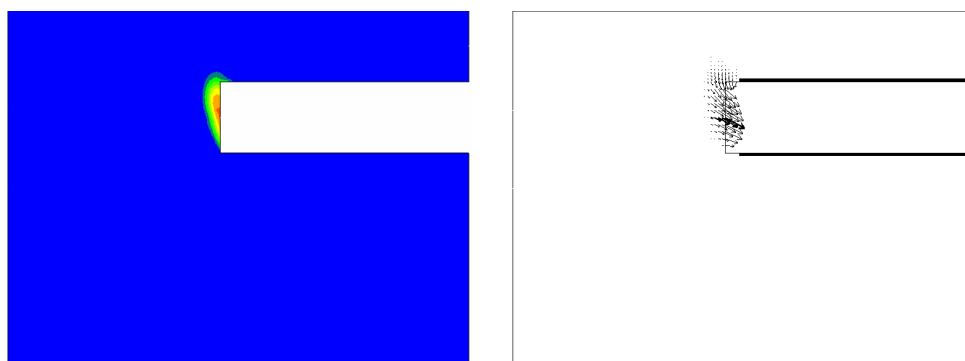


Figura 2. 27 - magnitude e direcção dos deslocamentos no maciço para $P/D = 0,2$ análise drenada)

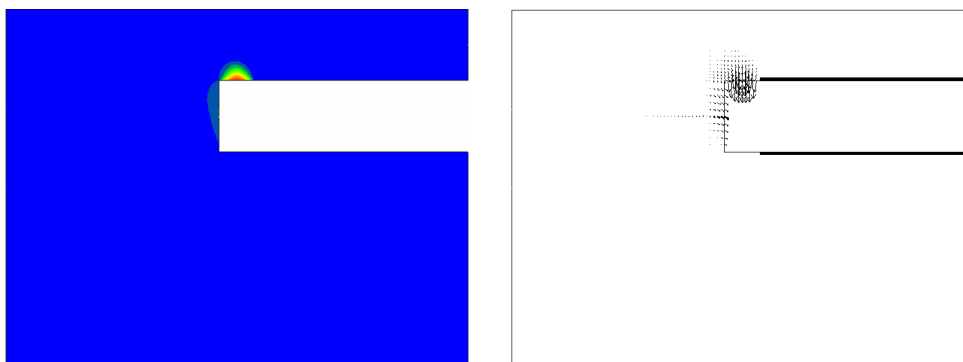


Figura 2. 28 - magnitude e direcção dos deslocamentos no maciço para $P/D = 0,5$ (análise drenada)

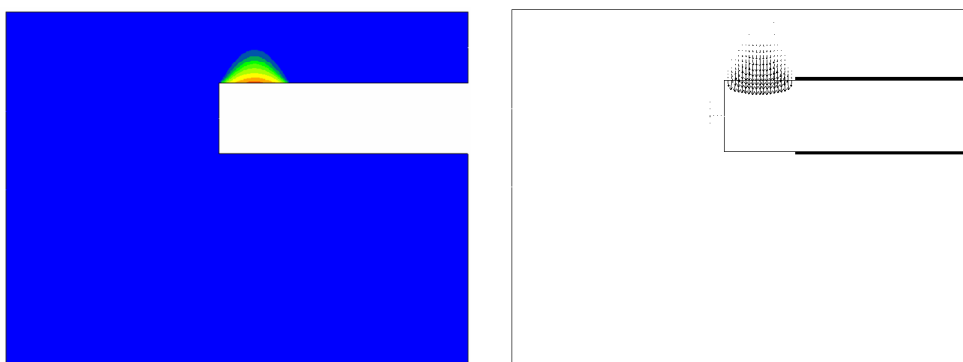


Figura 2. 29 - magnitude e direcção dos deslocamentos no maciço para $P/D = 1,0$ (análise drenada)

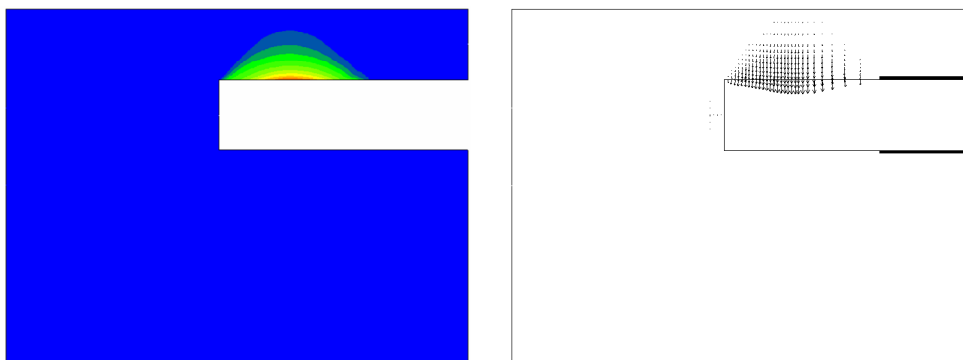


Figura 2. 30 - magnitude e direcção dos deslocamentos no maciço para $P/D = 2,2$ (análise drenada)

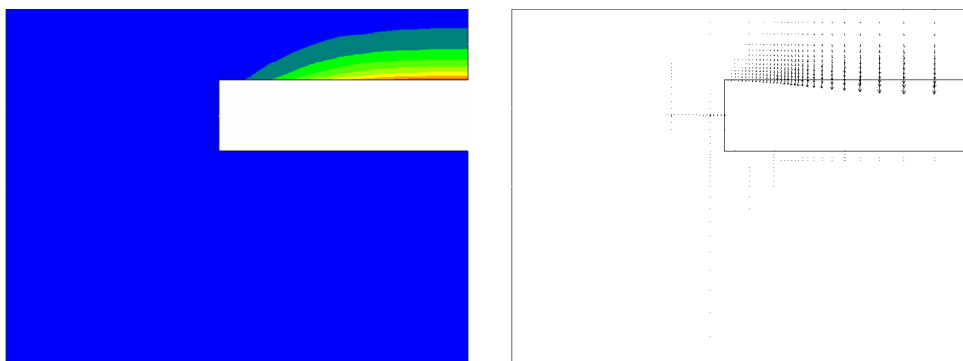


Figura 2. 31 - magnitude e direcção dos deslocamentos no maciço para $P/D = 3,5$ (análise drenada)

A simples observação das figuras permite imediatamente destacar uma diferença significativa entre as respostas drenada e não drenada de um maciço submetido à escavação de um túnel. Verifica-se que a extensão da zona perturbada é significativamente inferior no caso drenado, o que permite justificar o reduzido valor habitualmente encontrado para a pressão mínima de suporte aquando da realização de modelos experimentais em materiais friccionais.

Refira-se, a propósito dos resultados obtidos, os dois mecanismos de deformação distintos identificados por Casarin e Mair (1981) com base nos resultados obtidos na centrífugadora da Universidade de Cambridge (Figura 1.2). À luz das análises realizadas pode-se concluir que:

- a transição entre o Mecanismo A e o Mecanismo B identificados por Casarin e Mair (1981) ocorre para um valor de P/D próximo de 0,5 (Figura 2. 28) em condições drenadas; de facto, para $P/D = 0,2$ (Figura 2. 27) observa-se claramente um mecanismo de rotura do tipo A e para $P/D = 1,0$ (Figura 2. 29) o mecanismo presente é inconfundivelmente o Mecanismo B;
- em condições não drenadas a transição localiza-se, por razões semelhantes às enunciadas para a situação drenada, para um valor de P/D próximo de 2,2 (Figura 2. 23);
- a constatação acima referida atesta a maior sensibilidade do comportamento drenado relativamente ao parâmetro P/D ;
- apesar do que foi referido nos dois pontos anteriores, os efeitos tridimensionais ainda são visíveis no Mecanismo B, uma vez que o valor normalizado da pressão só se torna unitário para $P/D = 3,5$ (Figura 2. 17).

2.4.2. AVALIAÇÃO DO EFEITO DA VARIAÇÃO DO VALOR ABSOLUTO DO DIÂMETRO

Outro parâmetro analisado foi o valor absoluto do diâmetro do túnel, D . A necessidade de analisar este parâmetro prende-se com o facto de os resultados publicados serem normalmente apresentados em função de razões adimensionais, tais como C/D e $\gamma D/c_u$, sem muitas vezes ser feita referência aos valores originais dos parâmetros envolvidos. Dada a grande gama encontrada para o valor de D , quer nos ensaios em modelo, quer nas obras reais, parece importante avaliar a sua influência na estabilidade da frente. Com esse objectivo, foram “repetidos” os cálculos anteriormente realizados, mantendo-se o valor das razões adimensionais referidas mas diminuindo-se o valor do diâmetro do túnel, inicialmente de 10 metros, para 5 metros. Foi analisado unicamente o caso de um túnel inteiramente revestido, com recobrimento relativo C/D unitário.

Procurou-se avaliar a influência do parâmetro D sobre o valor de $(\sigma_s - \sigma_T)/\gamma D$ e sobre o número de estabilidade N , mantendo-se constante o parâmetro $\gamma D/\sigma_c$ e $\gamma D/c_u$, respectivamente para o caso drenado e não drenado.

De forma a manter o parâmetro $\gamma D/\sigma_c$ constante para diferentes diâmetros, os parâmetros resistentes associados ao critério de rotura de Mohr – Coulomb, c' e $\tan \phi'$, foram divididos por um factor comum F , de modo a que se verificasse:

$$\frac{\gamma D}{\sigma_c} = \frac{\gamma \times D}{2 \times (c'/F) \times \cos(\arctg((\tan \phi')/F))} \cdot \frac{1}{1 - \sin(\arctg((\tan \phi')/F))} \quad (2-2)$$

Representa-se no Quadro 2. 1 o resumo das análises drenadas realizadas e no Quadro 2. 2 o resumo das análises não drenadas.

Quadro 2. 1 – análises realizadas para avaliar o efeito do diâmetro sobre a estabilidade drenada

Cálculo	F	ϕ' (°)	c' (kPa)	σ_c (kPa)	γ (kN/m ³)	D (m)	$\gamma D/\sigma_c$	$\sigma_T/\gamma D$
D1	1,593	23,9	1,4	4,4	15,3	5	17,2	0,131
D2	1,000	35,2	2,3	8,9	15,3	10	17,2	0,052
D3	1,000	35,2	2,3	8,9	15,3	5	8,6	0,026
D4	0,657	47,0	3,5	17,8	15,3	10	8,6	0,020

Quadro 2. 2 – análises realizadas para avaliar o efeito do diâmetro sobre a estabilidade não drenada

Cálculo	c_u (kPa)	γ (kN/m ³)	D (m)	$\gamma D/c_u$	$(\sigma_s - \sigma_T)/\gamma D$	N
U1	48,75	15,6	5	1,6	3,5	8,0
U2	97,50	15,6	10	1,6	3,4	7,9
U3	30,00	15,6	5	2,6	1,7	8,3
U4	30,00	15,6	5	2,6	1,7	8,3
U5	60,00	15,6	10	2,6	1,5	7,9
U6	21,67	15,6	5	3,6	0,8	8,4
U7	43,33	15,6	10	3,6	0,7	8,0

Procedeu-se à análise dos resultados numéricos obtidos e ao seu enquadramento pelas soluções de limite inferior e superior publicadas na literatura da especialidade. Adicionalmente aplicou-se também a teoria desenvolvida por Anagnostou e Kovári como forma de validação desta. De facto, dado o vasto campo de aplicação e a facilidade de determinação da estabilidade associados ao trabalho desenvolvido pelos autores supracitados, nunca é demais comprovar a sua pertinência.

2.4.2.1. Resultados das análises não – drenadas

Nas Figuras 2.32 a 2.34 representam-se os resultados obtidos para a situação não drenada, expressos em função do parâmetro $(\sigma_s - \sigma_T)/\gamma D$ e para os três horizontes de resistência considerados ($\gamma D/c_u = 1,6$; $\gamma D/c_u = 2,6$; $\gamma D/c_u = 3,6$).

Verifica-se um bom enquadramento da solução de equilíbrio limite e dos resultados numéricos pelas soluções limite inferior e superior de análise limite, embora se aproximem bastante mais do limite superior. A proposta de Anagnostou e Kovári fornece resultados extremamente próximos dos numéricos e pelo lado da segurança, constituindo uma excelente ferramenta de pré-dimensionamento.

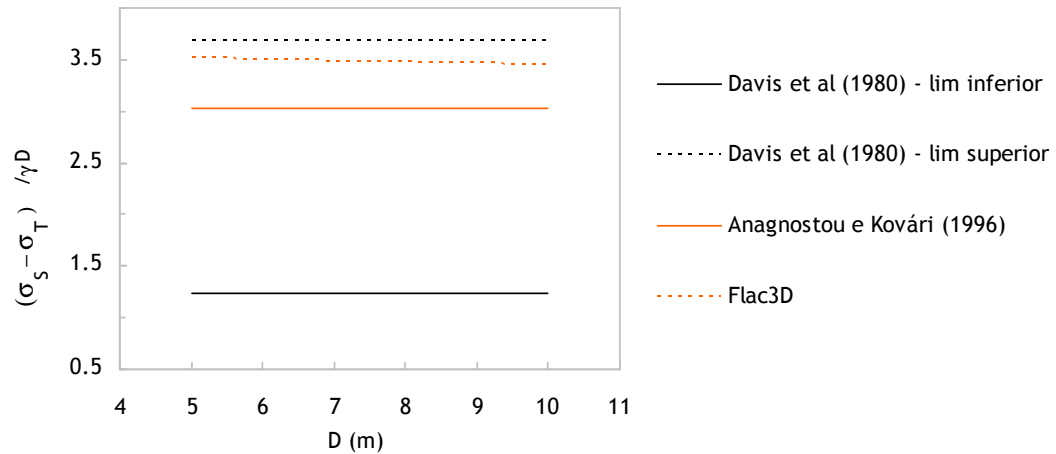


Figura 2. 32 - efeito da variação do diâmetro de escavação sobre a estabilidade não drenada ($\gamma D/c_U = 1,6$)

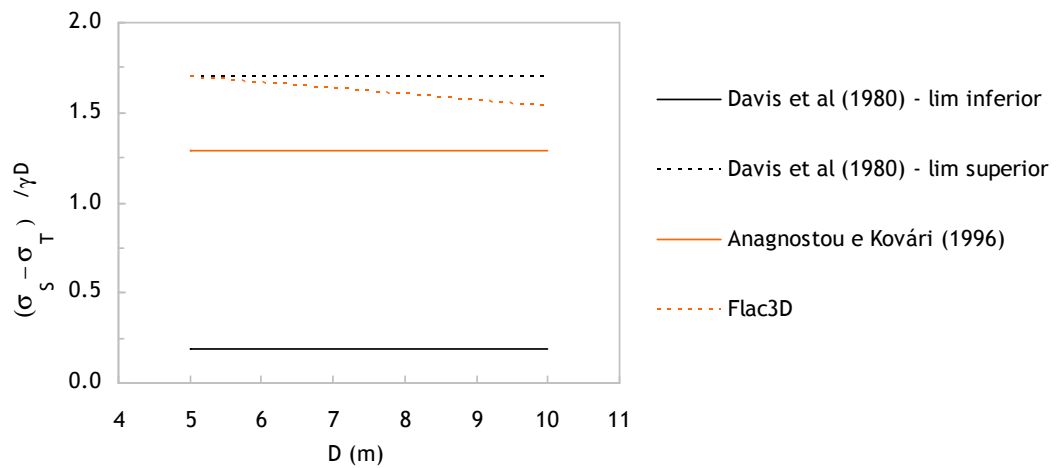


Figura 2. 33 - efeito da variação do diâmetro de escavação sobre a estabilidade não drenada ($\gamma D/c_U = 2,6$)

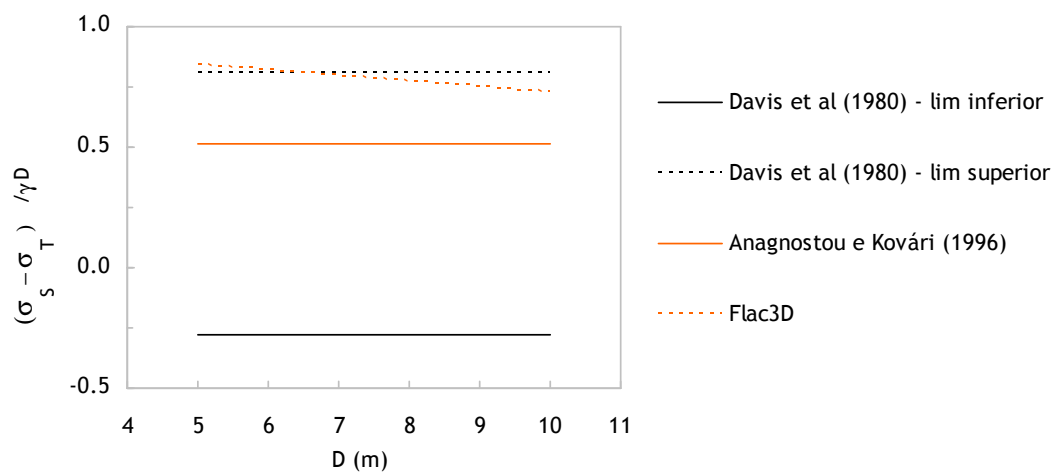


Figura 2. 34 - efeito da variação do diâmetro de escavação sobre a estabilidade não drenada ($\gamma D/c_U = 3,6$)

As variações da pressão de suporte normalizada decorrentes do valor de D considerado são praticamente insignificantes. De facto, as forças actuantes na frente estão directamente relacionadas

com o peso do prisma de solo que se estende desde a frente de escavação até à superfície, pelo que são proporcionais ao diâmetro do túnel elevado ao cubo (D^3). Já a força resistente, será proporcional à resistência não drenada, multiplicada pelo quadrado do diâmetro do túnel (D^2). Como a própria resistência não drenada é directamente proporcional ao diâmetro (considera-se $\gamma D/c_u$ constante), a força resistente também depende de D^3 . Passando de forças a tensões, constata-se naturalmente que a pressão de suporte será proporcional a D e logo o seu valor normalizado por γD não deverá depender do diâmetro.

Observa-se no entanto um muito ligeiro decréscimo da estabilidade com o aumento do diâmetro, no caso dos resultados numéricos, o qual poderá estar associado ao refinamento da malha utilizada em cada conjunto de cálculos.

A Figura 2. 35 sugere que o valor normalizado da pressão de suporte é inversamente proporcional ao parâmetro $\gamma D/c_u$. Esta dependência não é no entanto linear, atenuando-se para solos menos resistentes.

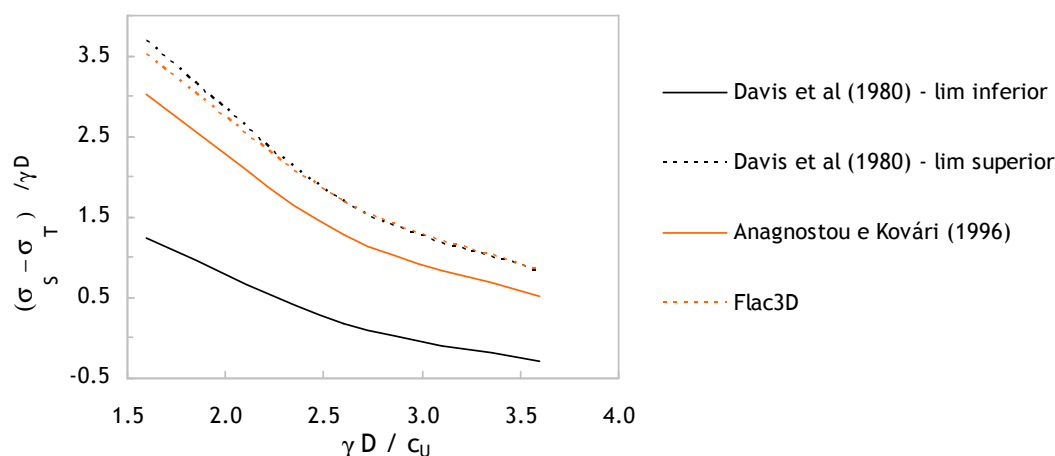


Figura 2. 35 - efeito da variação do parâmetro de resistência ($\gamma D/c_u$) sobre a estabilidade não drenada

Reescrevendo o número de estabilidade N como:

$$N = \frac{\gamma D}{c_u} \left[\frac{\sigma_s - \sigma_T}{\gamma D} + \left(\frac{C}{D} + \frac{1}{2} \right) \right], \quad (2-3)$$

facilmente se constata que também o número de estabilidade deverá ser independente do diâmetro do túnel.

Na Figura 2. 36 representa-se a variação deste parâmetro em função de D . Verifica-se que, tal como previsto, a variação do D não introduz alterações na estabilidade da frente. Outra conclusão prende-se com a independência dos resultados previstos em relação ao parâmetro $\gamma D/c_u$. De facto, quer as propostas de Davis et al. (1980) quer a proposta de Anagnostou e Kovári fornecem os mesmos resultados para os três valores de $\gamma D/c_u$ analisados. Esta observação está relacionada com a dependência que se representa na Figura 2. 35. A pressão de suporte normalizada decresce com o aumento do parâmetro de resistência $\gamma D/c_u$, mas com um declive superior à unidade. Este facto,

associado ao aumento do parâmetro de resistência e à expressão (2-3) faz com que N se mantenha constante.

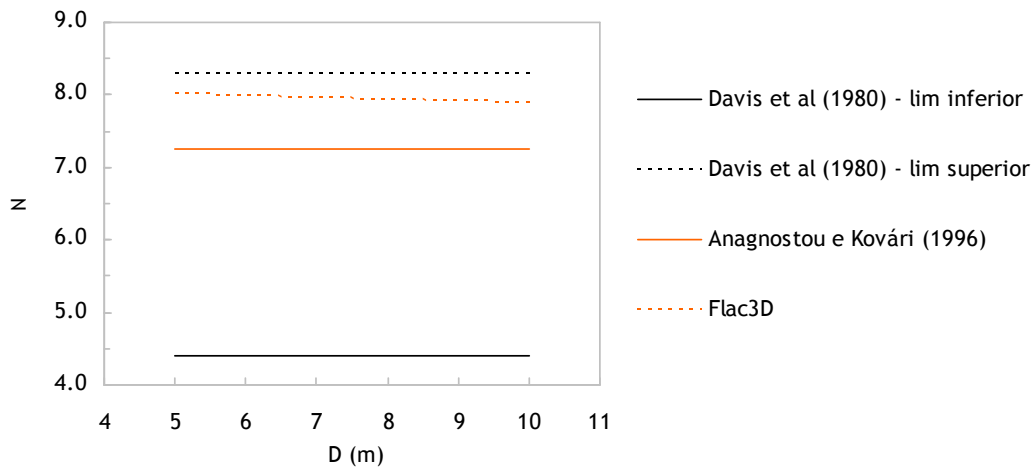


Figura 2. 36 - efeito da variação do diâmetro de escavação sobre o número de estabilidade não drenada ($\gamma D/c_u = 1,6$, $\gamma D/c_u = 2,6$; $\gamma D/c_u = 3,6$)

2.4.2.2. Resultados das análises drenadas

Na Figura 2. 37 e na Figura 2. 38 representam-se os resultados das análises drenadas.

A dependência da estabilidade da frente em relação ao diâmetro do túnel, sugere que o parâmetro σ_c não representa adequadamente a resistência do maciço, por não reflectir o efeito do nível de tensão. A um túnel com maior diâmetro corresponde, para um mesmo C/D , um estado de tensão mais elevado ao nível do eixo (visto que o peso volúmico é considerado constante em todos os cálculos), o que se reflecte numa resistência ao corte superior ($\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$) ao que se previa com base na manutenção do valor do parâmetro $\gamma D/\sigma_c$. Assim verificar-se-á um aumento de estabilidade, o qual se traduzirá num aumento em $(\sigma_s - \sigma_T)/\gamma D$.

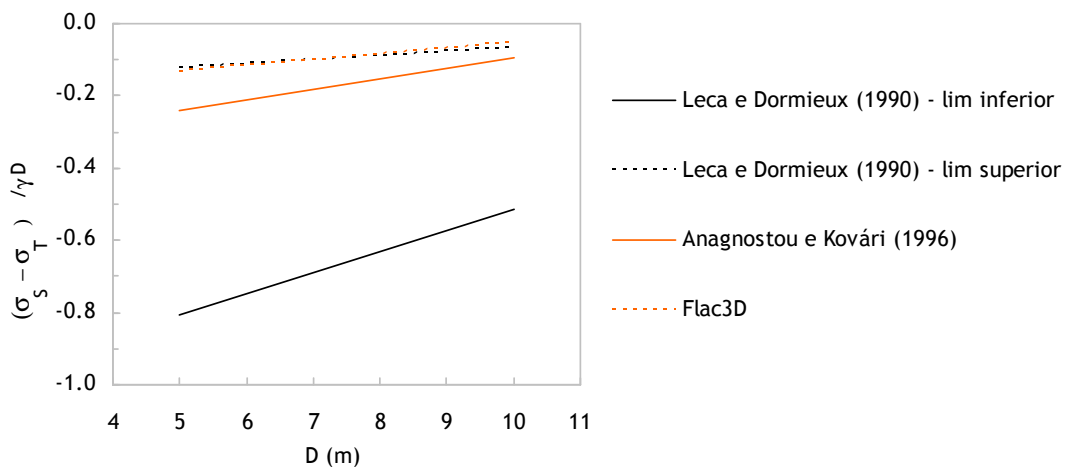


Figura 2. 37 - efeito da variação do diâmetro de escavação a estabilidade drenada, $(\sigma_s - \sigma_T)/\gamma D$ ($\gamma D/\sigma_c = 17,2$)

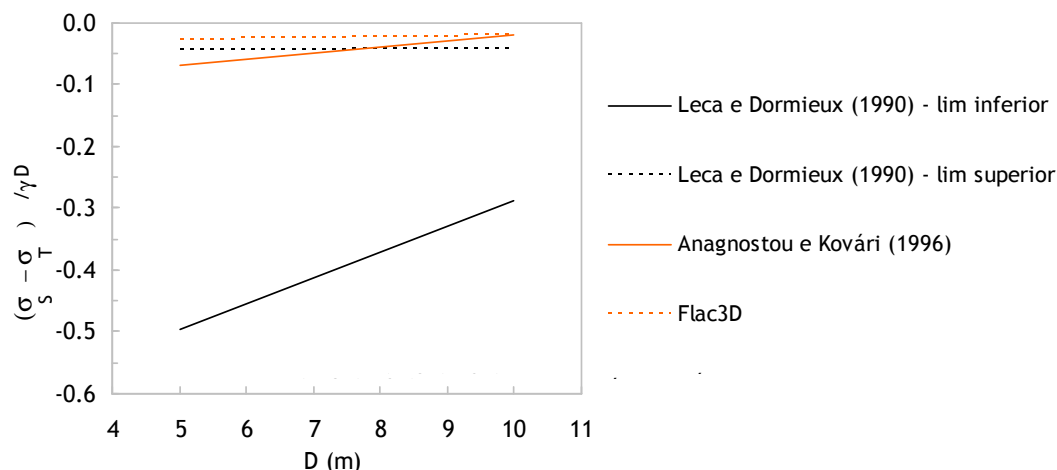


Figura 2. 38 - efeito da variação do diâmetro de escavação a estabilidade drenada, $(\sigma_s - \sigma_T) / \gamma D$ ($\gamma D / \sigma_c = 8,6$)

Observa-se ainda que, tal como no caso das análises não drenadas, os resultados numéricos e de equilíbrio limite são praticamente coincidentes com o limite superior. Mais uma vez a solução de Anagnostou e Kovári fornece valores muito próximos dos resultados numéricos e pelo lado da segurança.

2.5. CONCLUSÕES

Conclui-se, com base nas análises realizadas, que o modelo numérico permite reproduzir bastante bem os resultados experimentais publicados.

No caso do comportamento não drenado, a rotura aparece de forma gradual e associada a grandes deslocamentos. O mecanismo observado para o túnel não revestido é muito semelhante ao mecanismo D de Davis et al. (1980). No caso inteiramente revestido a figura de rotura engloba toda a frente de escavação, apresentando um desenvolvimento longitudinal de cerca de um diâmetro. Observa-se em ambos os casos um acréscimo da pressão de suporte necessária com o aumento da profundidade. No caso inteiramente revestido, os valores numéricos são quase coincidentes com os limites inferiores publicados.

Na situação drenada, a rotura sobrevém de modo muito mais brusco e associada a deslocamentos significativamente menores, observando-se figuras de rotura muito mais modestas. Tanto no caso do túnel inteiramente revestido como no caso do túnel não revestido, observa-se uma grande proximidade aos limites superiores, sendo também notória uma independência do valor da pressão crítica relativamente à profundidade do eixo ($C/D > 0,35$).

No que diz respeito ao efeito da variação do comprimento não revestido, conclui-se que a transição entre o mecanismo tridimensional e bidimensional ocorre muito mais abruptamente e para valores muito inferiores do parâmetro P/D quando as condições são drenadas. Constata-se assim que o fecho atempado do revestimento é de enorme importância em situação drenada, uma vez que qualquer atraso pode provocar um acidente. Verificou-se, no entanto, que para pequenos valores de P/D (até 0,1) a pressão mínima de suporte permanece inalterada. Tal constatação permite a possibilidade de acomodar

um pequeno atraso no fecho do revestimento sem que se verifique um aumento significativo da pressão de rotura.

As observações são consistentes com os trabalhos de Kimura e Mair (1981) com materiais coesivos, os quais concluíram que para $P/D > 2$ o mecanismo de rotura observado se aproxima do mecanismo plano, com os deslocamentos na direcção do eixo do túnel muito inferiores aos deslocamentos verticais observados acima do coroamento.

Também Chambon e Corté (1990) e König et al. (1991), desenvolvendo pesquisas independentes no LCPC e na Universidade de Ruhr, chegaram a conclusões semelhantes, para o caso dos materiais friccionais, observando que a pressão mínima de suporte não sofre modificações devido a um pequeno comprimento não revestido atrás da frente de escavação. As presentes análises apontam no entanto para a substituição do valor limite de P/D igual a 0,2 proposto por König et al. e por Chambon e Corté, para um valor igual a 0,1.

A avaliação do efeito da variação do valor absoluto do diâmetro permitiu, por seu turno, constatar que:

- A variação do diâmetro do túnel, desde que se mantenha constante o recobrimento relativo, C/D , e o parâmetro da resistência não drenada, $\gamma D/c_u$, não introduz alterações mensuráveis na pressão de suporte normalizada, $(\sigma_s - \sigma_T)/\gamma D$.
- No que diz respeito ao número de estabilidade, N , nem a variação do diâmetro, D , nem a variação do parâmetro da resistência não drenada, $\gamma D/c_u$, introduzem alterações no valor do número de estabilidade, desde que C/D se mantenha constante.
- Contrariamente ao que se observou no caso não drenado, a manutenção dos valores de C/D e $\gamma D/\sigma_c$ não garante que a pressão normalizada se mantenha constante. De facto, verifica-se que $(\sigma_s - \sigma_T)/\gamma D$ cresce com o valor do diâmetro.
- A dependência da estabilidade da frente em relação ao diâmetro do túnel, sugere que o parâmetro σ_c não representa adequadamente a resistência do maciço, por não reflectir o efeito do nível de tensão.
- Com base nas análises e cálculos efectuados, parece plausível concluir que a estabilidade não drenada é independente do diâmetro de escavação. Já no caso drenado, não foi possível estabelecer uma relação clara por não ser possível englobar o nível de tensão no parâmetro resistente. Pensa-se no entanto que a independência se mantenha, sendo no entanto necessário continuar os estudos, nomeadamente tentando definir um parâmetro de resistência drenada mais adequado.

FRENTES DE ESCAVAÇÃO REFORÇADAS

3.1. INTRODUÇÃO

Com o rápido desenvolvimento dos ambientes urbanos verifica-se uma procura crescente dos túneis superficiais, quase sempre inseridos em solos e rochas brandas, tornando-se a manutenção da estabilidade das frentes de escavação uma das principais preocupações, tanto a nível de projecto como durante a execução da obra. Nos casos em que o estado de tensão ao nível do núcleo é incompatível com as características resistentes do maciço, o projectista deve prever sistemas de estabilização da frente de modo a sanear situações de instabilidade.

Diversos métodos têm vindo a ser empregues para melhorar a estabilidade da frente, tendo inicialmente sido privilegiadas as técnicas directas, as quais consistem na realização adiante da frente de pré – arcos que permitam proteger o contorno do núcleo. São exemplos deste tipo de intervenção o “jet grouting”, o pré – corte mecânico, os guarda – chuvas, o “forepoling” e o sistema de arcos celulares. Também a divisão da frente em subsecções parcialmente autoportantes e o melhoramento do maciço através de agentes externos como a congelação e as injeções foram extensamente utilizados. Todos estes métodos auxiliares implicam no entanto grandes atrasos na velocidade de execução da obra.

Alguns países europeus, com particular destaque para a França e a Itália, têm vindo a desenvolver desde os finais dos anos 80 um método alternativo que envolve o reforço da frente com recurso a tubos longitudinais injectados que permitem melhorar a estabilidade durante a escavação, com bons resultados do ponto de vista da segurança e da velocidade de execução. Tem a função de ancorar a frente de escavação, controlando a resposta em termos de deformação da cavidade e reduzindo consequentemente o risco de rotura da frente. O comprimento, a densidade, o diâmetro e a distribuição geométrica das inclusões são dependentes da resistência ao corte do maciço, do estado de tensão inicial e das dimensões da secção transversal. São geralmente usados como elementos de reforço varões de fibra de vidro, introduzidos em tubos de resina (VTR) ou em colunas previamente executadas por “jet grouting”. A fibra de vidro popularizou-se graças a relação custo – eficácia, à sua elevada resistência axial e à sua fragilidade na direcção transversal, que possibilita que seja facilmente quebrada no decorrer da escavação. Esta técnica permite aumentar significativamente a velocidade de avanço da escavação quando utilizada por si só. Pode ainda vir combinada com as técnicas de pré-arco anteriormente referidas, quando as condições são muito desfavoráveis (Figura 3. 1).

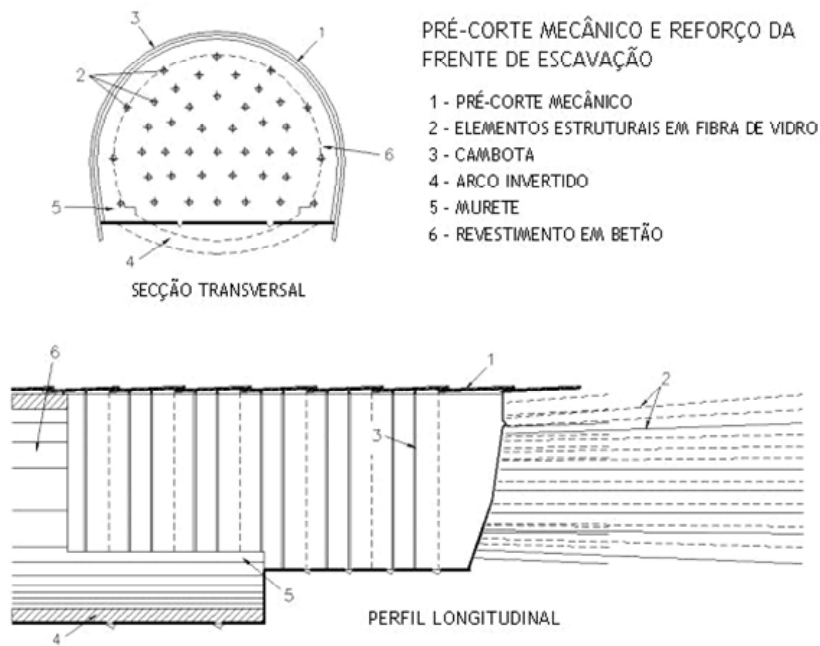


Figura 3. 1 – reforço da frente de escavação associado ao pré-corte mecânico (adaptado de www.rocksoil.com, 28 Janeiro 2008)

Segundo Lunardi (1989) a técnica da pregagem frontal em solos soltos foi aplicada pela primeira vez em Itália, em 1988, no túnel com 60 m² de secção da linha ferroviária designada por “Direttissima” entre Roma e Florença (Figura 3. 2).



Figura 3. 2 - linha ferroviária “Direttissima” entre Roma e Florença (www.clfspa.it/inglese/referenzeeng.htm, 15 Maio 2006)

Posteriormente a sua aplicação tem-se difundido, sempre com excelentes resultados, embora o seu campo de aplicação ainda se restrinja praticamente a países mediterrânicos. No Quadro 3. 1 e nas Figuras 3.3 a 3.5 mostram-se algumas das obras mais significativas realizadas ao longo das últimas 3 décadas.

Quadro 3. 1 – exemplos de obras com reforço da frente de escavação com recurso a inclusões frontais
(adaptado de Trompille, 2003; *www.rocksoil.com, 28 Janeiro 2008)

Ano	País	Projecto	Comprimento	Secção	Profundidade
1987/1991	Itália	Direttissima (Roma – Firenze)	11900 m	60 m ²	60 m
*1989	Itália	Túnel de Siracusa	3300 m	110 m ²	40 m
1990/91	França	Túnel de La Galaure	2680 m	145 m ²	80 m
1990	Espanha	Túnel de Madrid			
*1991/1996	Itália	Túnel de San Vitale	2500 m	110 m ²	110 m
*1993/1999	Itália	Túnel de Vasto (Ancona – Bari)	5000 m	110 m ²	140 m
1995	Grécia	Metro de Atenas (vários túneis)			
1995/1999	França	Travessia Subterrânea de Toulon	1200(x2) m	100 m ²	35 m
1996/1997	Líbano	Túnel Hidráulico de Haret			
1996/1997	Colômbia	Túnel Rodoviário Carretera Bogotá			
*1996/1998	França	Túnel da Tartaiguille (TGV Mediterrânico)	2340 m	180 m ²	100 a 140 m
*1996/2006	Itália	Pianoro (Florença – Bolonha)	73 km (9 túneis)	140 m ²	
1997/...	Portugal	Metro de Lisboa (vários túneis)			
2000/...	Portugal	Metro do Porto (vários túneis)			



Figura 3. 3 – reforço da frente do Túnel de Tartaiguille (esquerda, www.rocksoil.com, 28 Janeiro 2008) e da Travessia Subterrânea de Toulon (www.paca.equipement.gouv.fr, 12 Setembro 2008)



Figura 3. 4 – reforço da frente do Túnel de Pianoro (esquerda) e San Vitale (www.rocksoil.com, 28 Janeiro 2008)

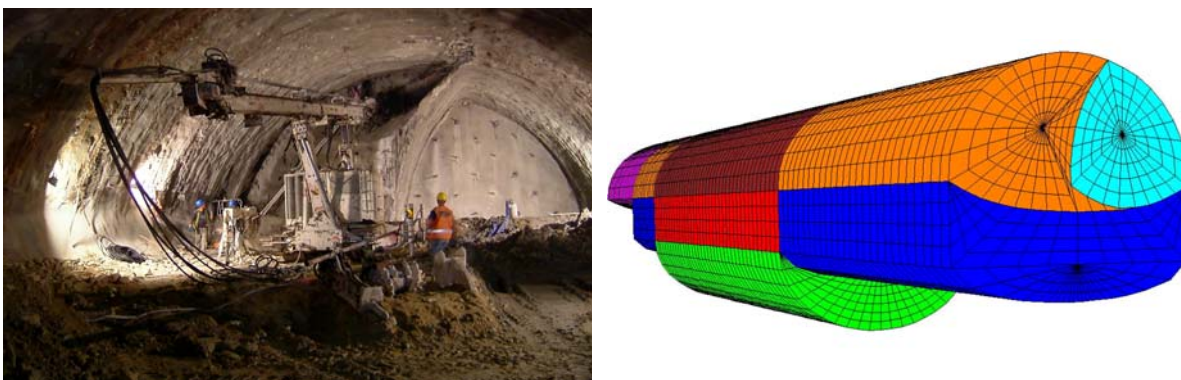


Figura 3. 5 – execução das pregagens na frente durante a execução da estação de Faria Guimarães (túnel das salas técnicas)

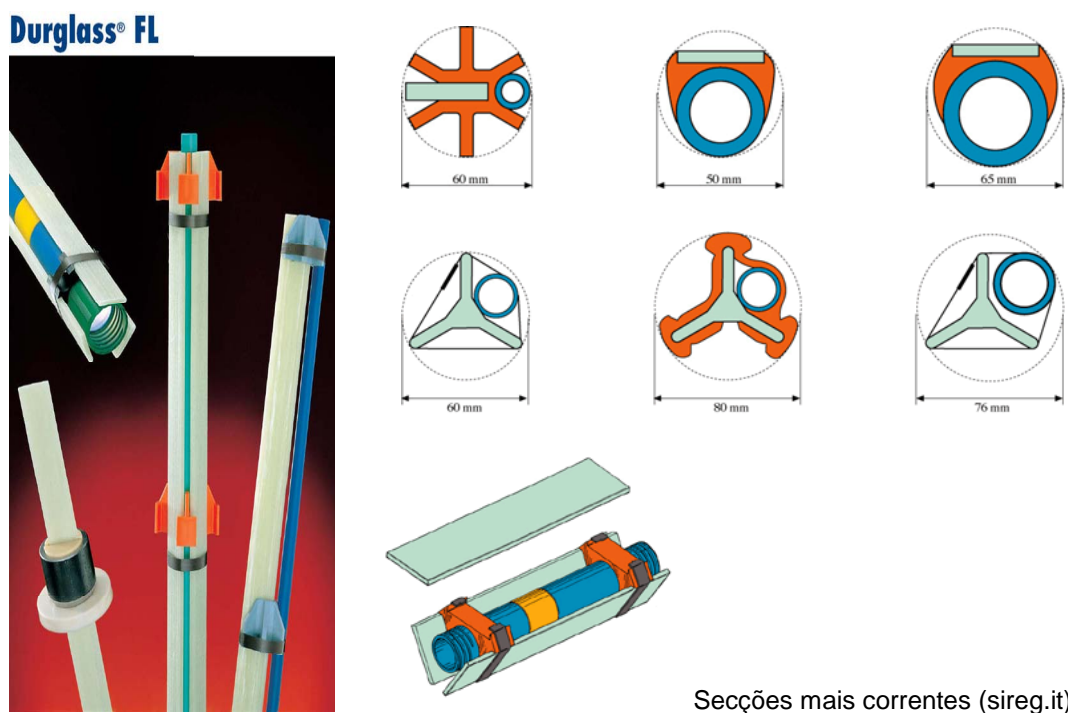
Desde o estabelecimento da técnica, a investigação tem-se multiplicado na tentativa de caracterizar a resposta da frente pregada à medida que a escavação avança, com o objectivo de um melhor entendimento do sistema de reforço a colocar em obra. Nos pontos seguintes apresentam-se os avanços atingidos nas últimas duas décadas.

3.2. TIPOS DE PREGOS E SUA EXECUÇÃO

Tradicionalmente são dois os materiais utilizados no fabrico dos pregos, o aço e a fibra de vidro, sendo que o primeiro é maioritariamente utilizado em pregagens radiais, por ser de difícil remoção se usado para reforçar a frente de escavação.

Os pregos em aço tradicionais variam essencialmente em função do tipo de ligação que têm com o maciço, podendo ser selados somente na extremidade (ancoragem pontual), ao longo de todo o seu comprimento (ancoragem repartida) ou funcionar por fricção também ao longo de todo o seu comprimento (caso dos pregos tipo Swellex).

O presente estudo dedica-se aos pregos em fibra de vidro ou, mais correctamente, pregos em resina de poliéster reforçada com fibra de vidro. Trata-se de pregos cuja ligação ao maciço é do tipo distribuída, sendo esta materializada por uma injeção de calda de cimento ou resina. Existem diversos tipos disponíveis no mercado, variando essencialmente na forma e na secção. Os mais utilizados presentemente são da companhia italiana *sireg*, sendo constituídos por um perfil em Y ou um ou vários perfis rectangulares, associados a um tudo de injeção em PVC (Figura 3. 6). Existem também perfis de secção circular, com secção cheia ou oca, mas entretanto começaram a cair em desuso.



Secções mais correntes (sireg.it)

Figura 3. 6 – diferentes tipos de prego em fibra de vidro correntemente utilizados (www.sireg.it, 15 Setembro 2008)

No que diz respeito ao armazenamento e colocação, os pregos, de cerca de 10 a 20 m, são normalmente mantidos em estaleiro em bobines (Figura 3. 7 a)) ou estendidos (em função da rigidez da secção) e em seguida as diversas componentes são montadas com o auxílio de espaçadores que

permitem adicionalmente alinhar o prego com as paredes do furo, sem que este se encoste comprometendo assim a qualidade da injeção (Figura 3. 7 b), c)).



Figura 3. 7 – armazenamento, montagem e prego já colocado (www.sireg.it, 15 Setembro 2008)

Após a marcação e perfuração da frente nos locais onde serão inseridos os elementos de reforço, usualmente com uma densidade de 1 prego por cada 2 m^2 (Figura 3. 8), procede-se à colocação dos pregos nos furos previamente executados, horizontais e com cerca de 100 mm de diâmetro (Figura 3. 9). O processo finaliza com a selagem dos pregos ao terreno por injeção de uma calda de cimento ou resina.

O estudo dos elementos de reforço tem sido abordado essencialmente com base na via experimental, tendo sido propostos modelos simplificados para o seu pré-dimensionamento. A complexidade do problema tem no entanto direccionado os investigadores para a via numérica, principalmente ao longo da última década.

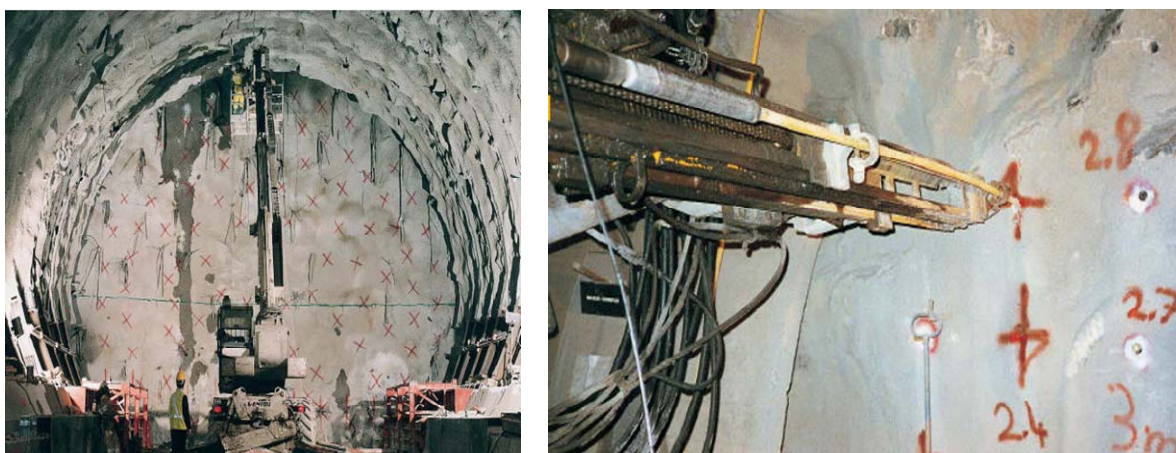


Figura 3. 8 – marcação e perfuração da frente de escavação (www.sireg.it, 15 Setembro 2008)



Figura 3. 9 – instalação dos pregos em fibra de vidro na frente de escavação (www.sireg.it, 15 Setembro 2008)

A eficácia da técnica é determinada pela capacidade dos pregos de atraírem os esforços que seriam suportados pelo maciço não reforçado e pela rapidez com que o desmonte (com a consequente retirada das porções das pregagens que ficam soltas) pode ser efectuado. Duas das características dominantes do elemento de reforço são portanto a resistência ao corte transversal e o módulo de elasticidade. Quanto à primeira, deve ser baixa de forma a facilitar a remoção do prego à medida que a escavação avança. No que diz respeito ao segundo, deve ser suficientemente elevado de modo a manter controlada a extrusão da frente de escavação. Resumem-se no Quadro 3. 2 os parâmetros resistentes e de deformabilidade dos elementos de reforço utilizados em algumas obras de grande porte.

Quadro 3. 2 - parâmetros caracterizadores dos elementos de reforço da frente de algumas obras de grande porte
(Al Hallak et al., 2001)

Parâmetros	Madrid, Espanha (1990)	San – Vitale, Itália (1995)	Toulon, França (1995)	Valores Típicos
Módulo de elasticidade (GPa)	30	19	20	20 – 30
Resistência à tracção (MPa)	550	600	500	500 - 600
Extensão na rotura (%)	1,5	2	-	1 – 2
Resistência à flexão (MPa)	-	500	-	400 - 500
Resistência ao corte (MPa)	30	95	-	30 - 100

Outro parâmetro essencial é a resistência ao arranque dos elementos de reforço. De facto de nada adianta que os pregos tenham uma deformabilidade reduzida ou uma elevada resistência à tracção se a sua ligação ao maciço não tiver qualidade suficiente para garantir que ambos os elementos, prego e maciço, funcionem conjuntamente. Tendo por objectivo a caracterização da resistência ao arranque dos pregos utilizados no Terminal Quatro da Ligação Ferroviária de Heathrow, Barley e Graham (1997) efectuaram um extenso conjunto de ensaios em que variaram o material, o diâmetro de furação, o comprimento e o tipo de selagem.

Os resultados obtidos sugerem que, independentemente da deformabilidade dos pregos utilizados, quando o comprimento de ancoragem é inferior a 2,5 m (o comprimento de ancoragem foi definido

pelos autores como metade do comprimento total) o mecanismo é altamente eficiente mobilizando-se ao arranque uma proporção muito elevada da resistência não drenada da Argila de Londres (200 a 250 kN/m²). Para comprimentos superiores a eficiência decresce rapidamente, sendo este fenómeno mais notório nos pregos mais deformáveis. Os autores propuseram assim a introdução de um factor de eficiência, passando a resistência ao arranque a ser obtida pela resistência não drenada do maciço, multiplicada pelo perímetro do furo e pelo comprimento de amarração do elemento de reforço vezes o factor de eficiência, f_s .

Para este factor foram propostas duas expressões, aplicáveis em argilas muito rijas, semelhantes à Argila de Londres:

$$f_s = 1,60 L_a^{-0,57} , \quad (3-1)$$

para valores da rigidez EA do elemento de reforço entre 44×10^3 e 221×10^3 kN/m²xm² e

$$f_s = 1,19 L_a^{-0,62} , \quad (3-2)$$

para valores da rigidez entre 10×10^3 e 17×10^3 kN/m²xm². O parâmetro L_a representa o comprimento de amarração do prego ou ancoragem.

Com base no trabalho de Barley e Graham pode concluir-se que no caso das argilas rijas a resistência máxima mobilizável ao arranque será determinada pela resistência não drenada do maciço em que se inserem os elementos de reforço.

No que diz respeito a solos granulares não existe nenhum estudo comparável ao referido para as Argilas de Londres. Pode no entanto ser feita uma analogia com o caso das escavações pregadas. Segundo Cardoso (1999) a mobilização do atrito – aderência ao longo das pregagens (resistência ao arranque, T_a), suscitada pela diminuição da tensão inicial por causa da escavação, pode ser avaliada por:

$$T_a = \pi \cdot d \cdot L_a \cdot \sigma'_n \cdot f_p \cdot \operatorname{tg} \phi' , \quad (3-3)$$

em que d é o diâmetro das pregagens (incluindo a calda de selagem), σ'_n varia entre $0,7\sigma'_v$ e σ'_v para solos pouco sobreconsolidados e f_p é um parâmetro associado ao tipo de interface, assumindo o seu valor máximo (1,0) no caso de interfaces muito rugosas.

Caso o solo em análise tenha coesão, a expressão acima poderá ser adaptada de forma a contabilizar o efeito deste parâmetro resistente, chegando-se a:

$$T_a = \pi \cdot d \cdot L_a \cdot f_p \cdot (c' + \sigma'_n \cdot \operatorname{tg} \phi') . \quad (3-4)$$

Em face do exposto parece lógico concluir que também para os solos granulares a resistência máxima mobilizável ao arranque é fundamentalmente dependente da resistência do próprio maciço, desde que a pressão de injeção adoptada garanta uma interface suficientemente rugosa.

O valor obtido através da expressão (3-4) poderá ainda vir aumentado no caso de solos dilatantes devido à concentração de tensões sobre a armadura. Este efeito no entanto, segundo Cardoso (1999), embora possa ser muito significativo para armaduras de alta aderência sujeitas a tensões normais fracas, deixa de ser relevante para tensões verticais superiores a 80 - 120 kPa. Sugere-se assim que também no caso dos materiais granulares a resistência máxima mobilizável ao arranque seja determinada pela resistência ao corte do maciço em que se inserem os elementos de reforço.

3.3. ANÁLISE DO EFEITO DO REFORÇO POR PREGAGENS COM BASE NA VIA EXPERIMENTAL

Quando uma nova técnica surge as primeiras abordagens à avaliação da sua eficácia resultam usualmente da observação do seu desempenho em obra ou da análise de modelos experimentais.

Arsena et al. (1991), Lunardi (1991) e Lunardi et al. (1992) seguiram a abordagem por via da observação, recolhendo dados da monitorização de vários túneis em que se adoptou a técnica de reforço da frente com inclusões em fibra de vidro. A comparação dos resultados compilados com outros existentes e relativos a outras técnicas de estabilização permitiram constatar um controle mais eficiente do tempo e do custo de construção.

Al Hallak et al. realizaram, na Secção de Mecânica dos Solos e Centrifugadora (MSC) do LCPC, uma vasta campanha de ensaios em modelo reduzido direccionada para o estudo de uma frente de escavação pregada inserida num terreno solto (Al Hallak et al., 1999; 2001).

O modelo concretizado simulava um túnel de 10 m de diâmetro, sob um recobrimento de dois diâmetros, para um nível de aceleração de 50g. O modelo foi instalado no interior de um contentor em aço, suposto indeformável, com dimensões $B=0,80$ m, $H=0,72$ m e $L=1,20$ m. A estanqueidade da frente de escavação foi assegurada por uma membrana em látex de 0,6 mm de espessura. Durante os ensaios foi utilizado um revestimento rígido (em aço) praticamente indeformável, o que permitiu estudar a resposta da frente e a sua estabilidade independentemente de outras fontes de movimento no maciço.

Cinco transdutores de deslocamentos, C, H1, H2, Cr e Sl foram colocados na frente e mais sete, A, B, D, E, F, G e CF à superfície para medir os assentamentos (Figura 3. 10). Um transdutor de pressão foi ainda colocado no interior do túnel para controlar a variação da pressão de ar.

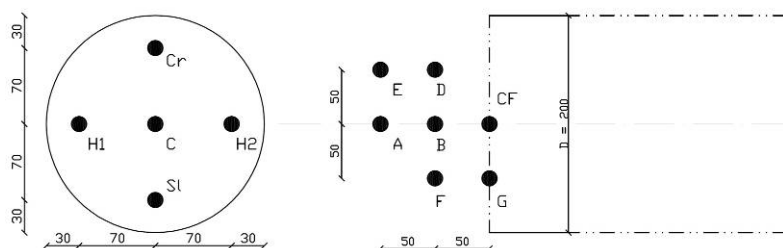


Figura 3. 10 - posicionamento dos transdutores no modelo reduzido (Al Hallak et al., 2001)

O maciço envolvente era constituído por areia branca fina de Fontainebleau ($D_{50} = 0,2$ mm). Ensaios de corte directo ($\sigma_n = 50, 100, 150, 200$ e 250 kPa) efectuados na MSC (Marechal, 1999) permitiram determinar um ângulo de atrito interno $\phi' = 39,4^\circ$ e uma coesão $c' = 8,1$ kPa, sendo o peso volúmico das amostras $15,99$ kN/m³.

Foi efectuado um total de seis ensaios. O primeiro consistiu num ensaio de referência, sem qualquer tipo de reforço, com o intuito de caracterizar a resposta do maciço perante o desconfinamento da frente de escavação. O ensaio II foi efectuado com o fim de verificar a repetitibilidade do ensaio I.

Nos ensaios restantes o efeito do reforço foi analisado, com particular relevo para a sua densidade (Figura 3. 11), deformabilidade e comprimento.

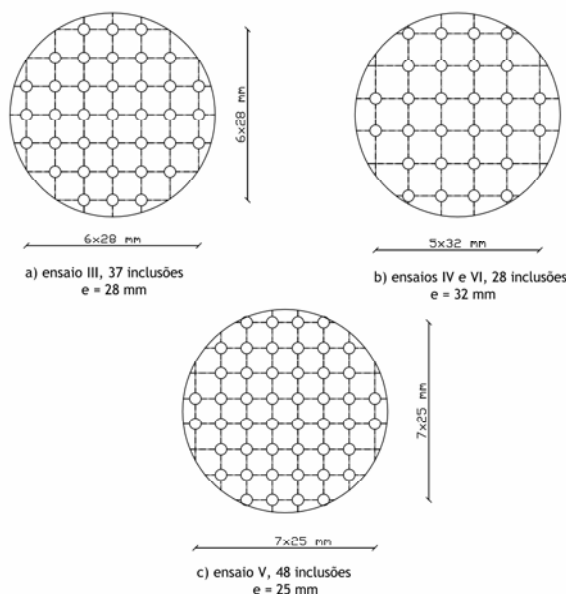


Figura 3. 11 - posicionamento das inclusões na frente de escavação (Ensaio III a VI)

O ensaio III permite avaliar o impacto da escolha do material (aço – 210×10^3 MPa; PVC – 3×10^3 MPa). Os ensaios IV e V pretendem analisar o efeito da densidade de pregagem, enquanto que o ensaio VI tem em vista o estudo de influência da variação do comprimento dos elementos de reforço. Trata-se de um ensaio em tudo semelhante ao IV mas em que o comprimento dos pregos é o dobro da largura máxima da figura de rotura prevista. Apresentam-se no Quadro 3. 3 as características do reforço adoptado nos ensaios III a VI.

Cada um dos ensaios decorreu em duas fases. Na primeira fase, em que ocorre o aumento da aceleração, foi aplicada uma pressão equivalente à pressão horizontal das terras em repouso ao nível do eixo. Não tendo sido realizados sobre a areia utilizada nos modelos ensaios específicos, K_0 foi estimado a partir da fórmula de Jaky (1944) sendo atribuído a ϕ um valor médio de 30° . Na segunda fase, iniciou-se a diminuição da pressão interna, começando por se verificar deslocamentos negligenciáveis, quase nulos. Com a aproximação da rotura global estes aumentam significativamente, registando-se aquando da rotura grandes deslocamentos para o interior do túnel (superiores a 1 mm à escala do modelo).

Quadro 3. 3 - descrição dos ensaios realizados no LCPC (Al Hallak et al., 2001)

Pregagens	Ensaio III	Ensaio IV	Ensaio V	Ensaio VI
Material	Aço	PVC	PVC	PVC
E (MPa)	210000	3000	3000	3000
Densidade dos pregos	1 prego/2m ²	1 prego/2,8m ²	1 prego/1,6m ²	1 prego/2,8m ²
Diâmetro* (mm)	2	3,5	3,5	3,5
Comprimento (mm)	300	300	300	130

*trata-se de um diâmetro nominal no caso do aço, e médio no caso do PVC envolvido em areia (a areia foi colada nos pregos de forma a torná-los rugosos)

No que diz respeito à estabilidade da frente nos ensaios I e II, não reforçados, a pressão limite foi da ordem dos 8 kPa.

No ensaio III, frente reforçada por inclusões em aço, verificou-se relativamente aos ensaios não reforçados uma redução de cerca de 60% na pressão de suporte mínima (4,82 kPa).

O ensaio IV sugere um desempenho inferior das inclusões mais deformáveis, observando-se uma redução da pressão de suporte para 70% do valor sem reforço (5,56 kPa).

O aumento da densidade de pregagem para um total de 48 pregos em PVC instalados na frente (ensaio V) resultou numa maior estabilidade da frente, verificando-se que o valor obtido para a pressão limite com os 28 pregos do ensaio IV diminui para cerca de 70% (3,90 kPa), o que significa uma redução de 50% em relação ao ensaio I.

Finalmente do ensaio VI, cujo objectivo consistia na avaliação do impacto do comprimento dos pregos, resultou uma pressão de rotura (4,90 kPa) ligeiramente inferior à do ensaio IV (5,56 kPa).

Segundo os autores, o aumento de estabilidade observado poderá ser justificado por um de dois factores. Por um lado, uma inclusão mais curta comporta-se como um elemento mais rígido, o que a faz mobilizar a sua resistência limite para menores deslocamentos da frente. Por outro lado, tratando-se do último ensaio realizado, poderá ter ocorrido um aumento da coesão da areia de Fontainebleau associado ao número de ciclos de centrifugação e de molhagem – secagem. De qualquer forma, tendo em atenção que a margem de erro dos transdutores utilizados é de $\pm 0,5$ kPa, o aumento da estabilidade medido não é significativo. Pode assim concluir-se, com base no ensaio VI, que um comprimento duplo da distância da frente à superfície de rotura é suficiente para fornecer uma resistência equivalente à apresentada por inclusões de comprimento superior.

No que diz respeito aos deslocamentos na frente de escavação, observou-se no caso não reforçado um valor máximo de 1 mm imediatamente antecedente à rotura. Na rotura propriamente dita este valor subiu até atingir valores superiores a 10 mm. O valor dos deslocamentos imediatamente anteriores à rotura não sofreu alterações significativas nos ensaios subsequentes, tendo-se mantido sempre sensivelmente igual a 1 mm (no modelo). Já os deslocamentos após a rotura diminuíram visivelmente nos ensaios posteriores. Se se tomar como referência o valor da extrusão máxima, o qual ocorreu em todos os modelos ao nível da soleira, constata-se que este varia entre 8,6 mm no ensaio III, 8,5 no ensaio IV e 9,7 no ensaio V. No ensaio VI o transdutor da soleira não funcionou. Foi no entanto possível registar a extrusão ao nível do eixo, ponto que também foi monitorizado com sucesso nos ensaios III e IV. Observou-se um valor de 6 mm no ensaio III, 6,5 mm no ensaio IV e 4,5 mm no ensaio VI.

À superfície registou-se um valor do assentamento de cerca de 0,2 mm imediatamente anterior à rotura, em todos os ensaios realizados. Após a rotura o assentamento à superfície aumentou para valores superiores a 2 mm no caso não reforçado, para 1,5 mm no ensaio III, 1,3 mm no ensaio IV e 1,7 mm no ensaio V.

Constata-se assim que o reforço da frente de escavação permite diminuir quer os deslocamentos horizontais na frente quer os assentamentos à superfície. Não foi possível, em termos de deslocamentos, comprovar o efeito positivo do aumento da densidade de pregagem (ensaio V) nem do aumento da rigidez das inclusões (ensaio III). As diferenças observadas são no entanto muito pequenas, da ordem do limite de resolução dos transdutores.

No final de cada ensaio, o maciço foi humedecido de forma a poder ser cortado por planos verticais paralelos ao eixo do túnel. O aspecto das deformações observadas num plano longitudinal próximo do eixo do túnel pode ser observada na Figura 3. 12 para os ensaios I, III e IV, tendo sido detectados mecanismos de rotura semelhantes em todos os ensaios realizados.

As figuras de rotura apresentam a forma de um bolbo, o qual nasce pouco acima da soleira, atinge a largura máxima (igual a 1/3 do diâmetro do túnel) ao nível do coroamento e vai fechando em direcção à superfície do maciço. As figuras observadas são semelhantes às dos ensaios de Chambon (1990) e às geometrias consideradas na abordagem cinemática de Leca e Dormieux (1990).

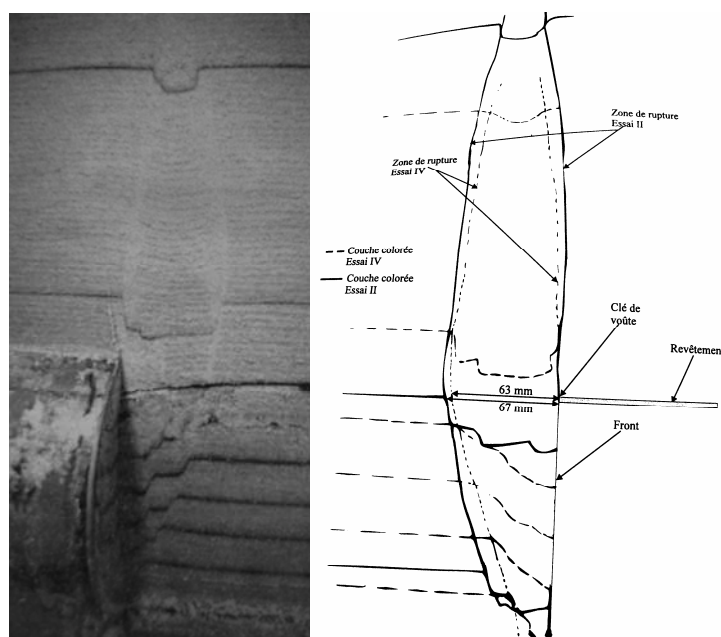


Figura 3. 12 - mecanismo de rotura observado no ensaio III (esquerda) e comparação entre os mecanismos observados nos ensaios I e IV (Al Hallak et al., 2001)

Não se dispõe de critério de comparação de resultados entre os ensaios III e IV uma vez que o diâmetro das inclusões, o seu material constituinte (e portanto a sua rigidez) e a sua densidade são diferentes.

Os deslocamentos antes da rotura para a mesma pressão interna são inferiores na frente reforçada.

Os ensaios reforçados permitiram evidenciar o efeito das pregagens na frente sobre a redução da pressão de suporte limite e dos deslocamentos medidos na frente e à superfície antes da rotura. Foi também possível observar uma diminuição da extensão horizontal e vertical da mancha plastificada.

A comparação dos deslocamentos na frente e à superfície registados nos ensaios não reforçados e nos ensaios reforçados revela um efeito evidente do reforço sobre os deslocamentos medidos antes da rotura.

No que diz respeito à densidade, foi possível constatar que o seu aumento permite diminuir a pressão limite mas não parece ter qualquer efeito sobre os deslocamentos antes da rotura.

O ensaio VI mostrou que o comprimento útil é no máximo igual ao dobro da distância entre a frente de escavação e a superfície de rotura que se desenvolve adiante desta.

Os ensaios realizados permitiram constatar que:

- Os mecanismos de deformação e de rotura observados são semelhantes aos verificados no caso das frentes não pregadas.
- As pregagens reduzem a pressão de confinamento necessária (σ_T) para evitar a rotura e reduzem os deslocamentos na frente e à superfície.
- Quanto maior for a densidade das pregagens maior a estabilidade da frente e menores os deslocamentos que antecedem a rotura.
- Não há vantagem em se aumentar o comprimento dos pregos para além de um determinado valor óptimo, o qual corresponde ao dobro da distância entre a frente e a superfície de rotura (Figura 3. 13).

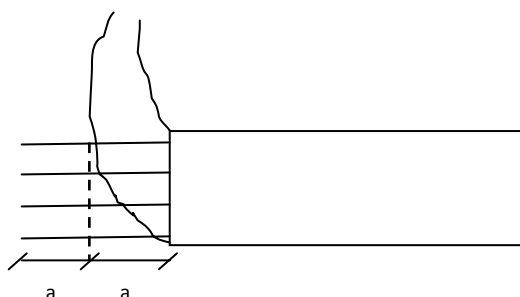


Figura 3. 13 – valor óptimo do comprimento dos pregos

Após a execução dos ensaios descritos, Al Hallak et al. (2001) tentaram reproduzir os resultados obtidos por intermédio do programa de cálculo de elementos finitos CESAR-LCPC.

Os autores constataram a necessidade de utilizar módulos de descarga substancialmente superiores aos de carga de modo a obter resultados comparáveis aos dos ensaios. Observaram ainda que um ângulo de dilatância elevado (28°) conduz a deslocamentos superiores e mais próximos dos valores experimentais do que um ângulo de dilatância baixo (5°). No entanto, não se detectaram diferenças induzidas no valor da pressão limite.

Os resultados obtidos foram satisfatórios, quer no que diz respeito à pressão de confinamento necessária para evitar a rotura, quer no que concerne aos deslocamentos horizontais na frente de escavação e aos deslocamentos verticais à superfície.

3.4. ANÁLISE DO EFEITO DO REFORÇO POR PREGAGENS COM BASE NA VIA NUMÉRICA

Os métodos numéricos estão em franco desenvolvimento por serem os únicos que permitem uma análise completa dos deslocamentos e deformações envolvidos neste tipo de obra. No âmbito da análise por métodos numéricos são utilizadas duas técnicas, tradicionalmente associadas ao cálculo por elementos finitos, a discretização e a homogeneização.

3.4.1. ANÁLISES NUMÉRICAS COM MODELAÇÃO INDIVIDUAL DOS ELEMENTOS DE REFORÇO

A técnica de modelação numérica por discretização trata as duas componentes (matriz e reforço) separadamente ligando-as posteriormente através da introdução de elementos de contacto na interface. As inclusões são usualmente representadas por elementos idênticos aos usados na modelação dos solos (2D ou 3D) ou por barras..

Um dos primeiros trabalhos de modelação individualizada dos elementos de reforço foi conduzido por Peila (1994). Foi um trabalho pioneiro que permitiu aferir o bom desempenho da pregagem da frente de escavação, tendo sido observadas reduções de 40% nos deslocamentos do maciço. Vários trabalhos se seguiram, referindo-se em seguida os mais interessantes.

Yoo (2002) analisou uma frente de corte reforçada com inclusões longitudinais com base num modelo de elementos finitos 3D, realizando uma série de análises em que variava o recobrimento (estado de tensão inicial), o tipo de solo, a densidade de pregagem e o comprimento dos pregos.

Os resultados confirmaram a importância da pregagem da frente no aumento da estabilidade e no controlo dos deslocamentos, na frente e à superfície.

A análise da distribuição das forças no reforço mostrou que dependem do estado de tensão inicial, cuja variação foi obtida à custa dos parâmetros C/D e K_0 .

Por último foi possível concluir que os deslocamentos na frente são fortemente dependentes do comprimento dos pregos e da densidade do reforço, até determinados valores críticos, tal como já tinha sido sugerido por Yoo e Shin (1999b). No que diz respeito à densidade crítica os resultados aparentam ser independentes do estado de tensão e do tipo de solo. Já no que diz respeito ao comprimento crítico, embora seja aparentemente independente do estado de tensão, revela alguma dependência do tipo de solo. O autor observou que, quanto menor é o ângulo de atrito interno ϕ , maior é o comprimento crítico, o qual varia habitualmente entre $0,3D$ e $1,0D$. As práticas correntes de execução, no entanto, apontam para comprimentos de sobreposição de cerca de $0,3 - 0,4D$ (Peila et al., 1996b) pelo que poderão não ser conservativas para solos com valores de ϕ pequenos.

Ng e Lee (2002) estudaram a influência da rigidez axial das pregagens na estabilização da frente e no controlo dos deslocamentos em argilas rijas. Um das observações mais interessantes feitas pelos autores relaciona-se com os excessos de pressões neutras negativos gerados aquando do avanço da escavação. Estes excessos resultam directamente do processo de escavação, devido à descompressão e às tensões de corte desenvolvidas, e estendem-se por um diâmetro adiante da frente de escavação, no caso de não ocorrer o reforço por elementos lineares. No caso reforçado, as inclusões de elevada rigidez promovem a redução das forças de corte e da plastificação pelo que permitem diminuir a grandeza dos excessos de pressão neutra, restringir a sua propagação a $0,7D$ e acelerar a respectiva

dissipação. Esta diminuição da grandeza dos excessos de pressão neutra vem de alguma forma contrabalançar o aumento de estabilidade proporcionado pelas inclusões mais rígidas.

Apesar da diminuição da eficiência, devida aos menores excessos de pressão neutra negativos, o efeito das pregagens é positivo, permitindo reduzir as perdas de solo e consequentemente os assentamentos superficiais. Este efeito é tanto maior quanto maior for a rigidez axial das pregagens, uma vez que maior é o esforço induzido. (Um prego mais rígido é capaz de ficar sujeito a uma força de tracção elevada, para uma extensão relativamente baixa.)

Os autores verificaram contudo que existe uma rigidez axial óptima (no estudo em análise é a que corresponde a uma deformabilidade de 300 MN), a partir da qual não é possível induzir aumento de esforço nos pregos e, consequentemente, redução dos deslocamentos. Esta conclusão, analisada conjuntamente com a proposta de Yoo (2002) de que existe uma densidade de pregagem óptima, sugere que o parâmetro de facto importante será a rigidez global do sistema de reforço, obtida pela rigidez individual multiplicada pelo número de pregos.

Dias e Kastner (2005) publicaram um dos mais completos estudos numéricos sobre o efeito do reforço da frente, utilizando como caso de estudo a Travessia Subterrânea de Toulon.

Trata-se de um túnel profundo, com o eixo à profundidade máxima de 40 m, com uma secção recta de 110 m², em forma de ferradura. A secção real foi substituída por uma secção circular de 5,80 m de raio, uma vez que Dias (1999) tinha constatado que esta mesma substituição não introduzia alterações significativas na análise numérica.

Foi adoptado para o maciço um comportamento elástico linear perfeitamente plástico, com um critério de rotura do tipo Mohr – Coulomb. Diversas campanhas de reconhecimento e um grande número de ensaios de laboratório permitiram chegar às características médias do maciço que se apresentam no Quadro 3. 4. O coeficiente de impulso em repouso foi considerado igual à unidade, segundo os autores com base nas propostas de Constantin et al. (1988).

Quadro 3. 4 - características médias do maciço analisado (Dias, 1999)

Módulo de deformabilidade, E	300 MPa
Coeficiente de Poisson, ν	0,3
Coesão, c	50 kPa
Ângulo de atrito, ϕ	20°
Ângulo de dilatação, ψ	0°
Coeficiente K_0	1,0
Peso volúmico	22 kN/m ³

No que diz respeito ao avanço da frente, foi feito por etapas de 3 m, o que corresponde aproximadamente a D/4. O revestimento foi representado de forma simplificada por uma casca contínua até à frente, activada em simultâneo com a escavação (Dias et al., 1997).

Os pregos na frente, em número de 48 (0,5 pregos/m²), foram centrados em furos de 100 mm de diâmetro e selados com calda de cimento. As características adoptadas foram as associadas à obra em estudo (Quadro 3. 5). A substituição dos pregos ocorreu ao longo de 4 ciclos, sendo cada um dos elementos de reforço colocado com um comprimento de aproximadamente 6D/4 (cerca de 18m) e

substituído assim que atingia o comprimento $D/2$ (cerca de 6 m). A sua modelação numérica foi feita por intermédio de elementos de cabo.

Quadro 3. 5 - caracterização paramétrica das inclusões em fibra de vidro utilizadas na Travessia Subterrânea de Toulon (Jassionnesse, 1998)

Módulo de elasticidade	20 GPa
Secção	$1,4 \times 10^{-3} \text{ m}^2$
Resistência à tracção	700 kN
Resistência ao arranque	100 kN/m

De forma a avaliar o efeito de determinados parâmetros chave sobre o desempenho do reforço da frente de escavação, os autores efectuaram um conjunto de análises paralelas em que variaram os valores adoptados para esses mesmos parâmetros:

- Resistência ao arranque dos pregos (também designada por resistência da ancoragem): variou entre um mínimo de 10 kN/m até um valor quase infinito.
- Densidade de pregagem: o número de pregos distribuído em toda a frente variou entre 0 e 160 o que corresponde respectivamente a uma frente não reforçada e a uma densidade de 1,5 pregos / m^2 , valor que representa a densidade máxima utilizada na prática, uma vez que acima deste limite a colocação em obra se torna demasiado demorada.
- Módulo de deformabilidade dos pregos: desde 10 GPa até 120 GPa.

Na Figura 3. 14 representa-se a evolução da extrusão máxima em função da resistência ao arranque das pregagens. Verifica-se que este parâmetro tem uma grande influência, embora o seu efeito estabilize para valores superiores a 100 kN/m.

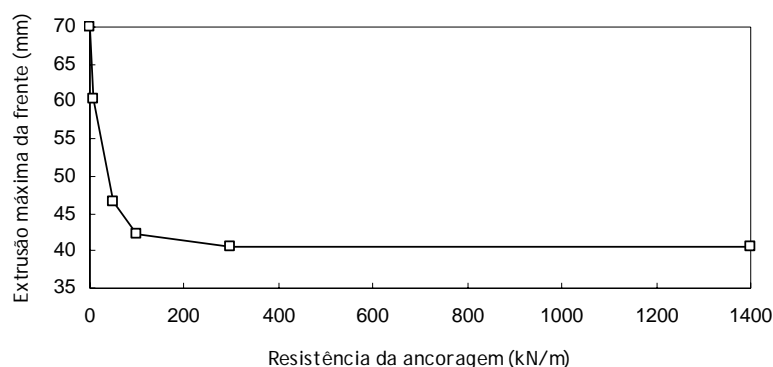


Figura 3. 14 - extrusão da frente em função da resistência ao arranque (Dias e Kastner, 2005)

A Figura 3. 15 reforça a conclusão anterior, permitindo ainda constatar que o perfil de extrusão não sofre alterações qualitativas embora seja possível diminuir o deslocamento cerca de 40% para valores da resistência ao arranque superiores a 100 kN/m.

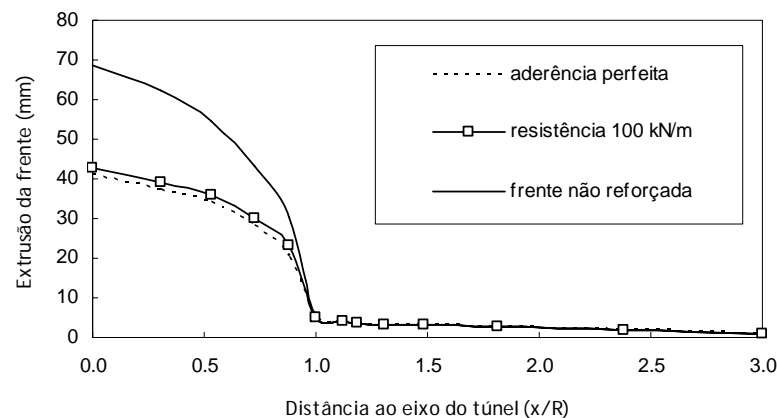


Figura 3. 15 - extrusão da frente de escavação (Dias e Kastner, 2005)

Os autores procuraram ainda, numa segunda fase, considerar a melhoria da selagem com o tempo. De facto, em cada ciclo de trabalho, quando a escavação é retomada, a calda de selagem pode ainda estar longe de alcançar a sua resistência final. Para modelar o aumento progressivo da resistência de selagem (ou resistência ao arranque), os autores consideraram para este parâmetro um valor de 50 kN/m aquando da colocação em obra, reforçando-o em seguida para 100 kN/m aquando da escavação seguinte. Este procedimento conduziu ao aumento do valor da extrusão máxima de $4,24 \times 10^{-2}$ m para $4,28 \times 10^{-2}$ m. Os autores consideraram portanto a influência deste endurecimento desprezável, adiantando como explicação o facto dos pregos com a calda fresca serem minoritários e, por outro lado, serem os menos carregados devido à sua recente colocação.

A Figura 3. 16 apresenta a evolução do esforço máximo em cada prego em função da resistência da selagem. Confirma, tal como a Figura 3. 14, que uma resistência de 100 kN/m é suficiente para mobilizar um esforço muito semelhante ao obtido com uma ligação perfeita.

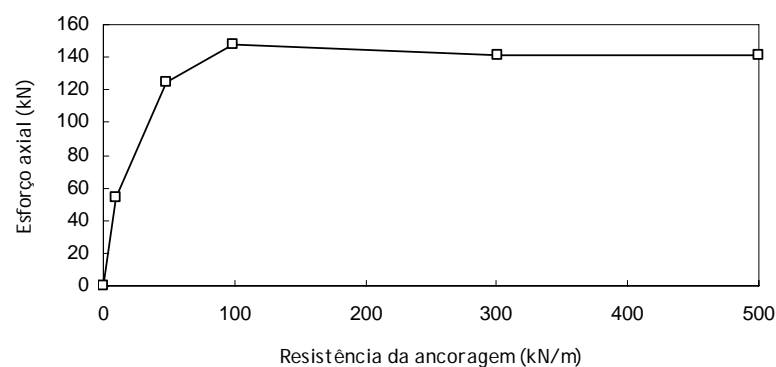


Figura 3. 16 - esforços nos pregos em função da resistência da ancoragem (Dias e Kastner, 2005)

Relativamente aos elementos de reforço, a distribuição dos esforços ao longo do seu comprimento permite compreender melhor o seu funcionamento.

A Figura 3. 17 representa a distribuição dos esforços ao longo dos pregos para o caso particular da resistência ao arranque de 100 kN/m. Observa-se, em todos os pregos, a existência de duas zonas

distintas. A primeira zona, zona activa, corresponde à zona em que o prego assume um papel de suporte, retendo o solo nas proximidades da frente, e que se estende até uma distância de cerca de 2 m da frente de escavação ($D/6$). Em seguida verifica-se um forte decréscimo do esforço, o que delimita a zona de ancoragem (zona passiva ou resistente) e se estende até cerca de 6 m ($D/2$). Adiante desta zona os esforços instalados são muito fracos, indicando pouca interacção entre o solo e os pregos. Adicionalmente observa-se que os pregos periféricos mobilizam uma força total muito inferior aos restantes.

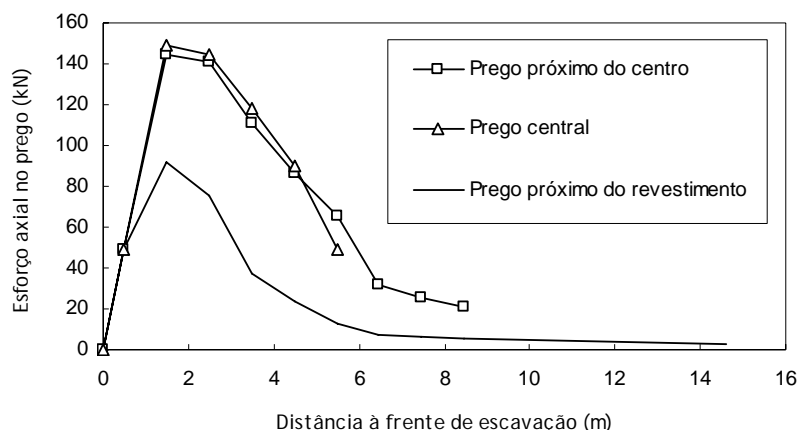


Figura 3. 17 - distribuição dos esforços nos pregos para uma resistência ao arranque de 100 kN/m (Dias e Kastner, 2005)

Na Figura 3. 18 representa-se a evolução dos valores do deslocamento axial ao longo do eixo do túnel para o caso do maciço não reforçado (comportamento elástico e comportamento elástico perfeitamente plástico) e das várias densidades de pregagem analisadas.

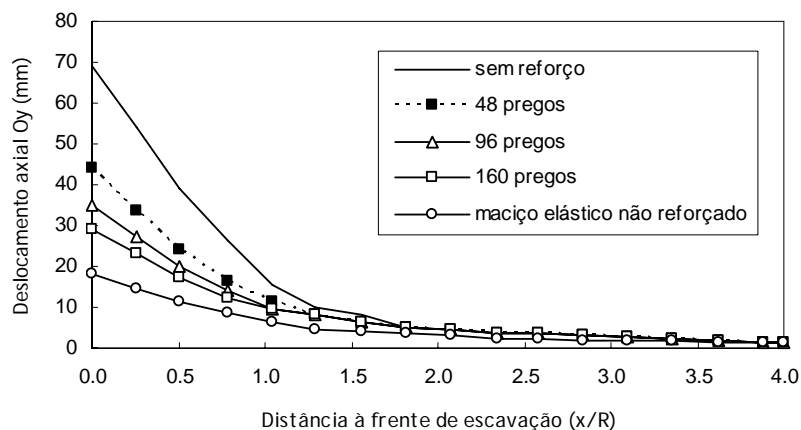


Figura 3. 18 - evolução do deslocamento axial adiante da frente (Dias e Kastner, 2005)

Verifica-se que o reforço da frente permite diminuir o valor do deslocamento axial máximo para cerca de metade. Observa-se ainda que não é possível manter o núcleo de solo adiante da frente em estado elástico, pelo menos para um reforço realista do ponto de vista económico e de colocação em obra,

uma vez que mesmo com o número máximo de pregos analisado a extrusão é duas vezes superior ao que se obteria com a hipótese de um solo puramente elástico. O aumento do número de pregos de 48 para 160 tem uma influência pouco significativa sobre o valor do deslocamento axial e aparentemente as poucas melhorias observadas tendem a diminuir de importância para maiores densidades o que sugere uma possível estabilização do efeito, tal como referido por Yoo (2002).

Por último é possível observar que a zona extrudida se estende até uma distância adiante da frente de cerca de um diâmetro (12 m). Verifica-se no entanto que metade do valor máximo se mobiliza nos primeiros 3 m, comprimento correspondente à extensão de um avanço.

Na Figura 3. 19 e na Figura 3. 20 representa-se a influência da deformabilidade dos pregos sobre o valor máximo da extrusão e sobre o esforço axial máximo mobilizado em cada prego. A Figura 3. 19, mostra uma influência inicial significativa, que se atenua para valores mais elevados da rigidez tal como referido por Ng e Lee (2002). Já o esforço mobilizado (Figura 3. 20) continua a aumentar significativamente, embora seja possível detectar uma estabilização da derivada.

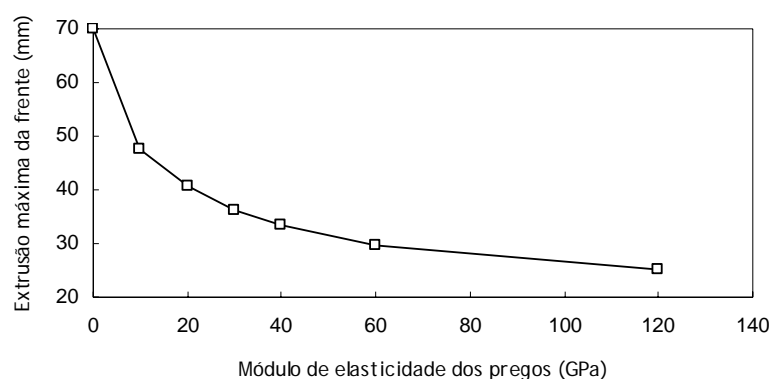


Figura 3. 19 - influência da rigidez dos elementos de reforço sobre a extrusão da frente (Dias e Kastner, 2005)

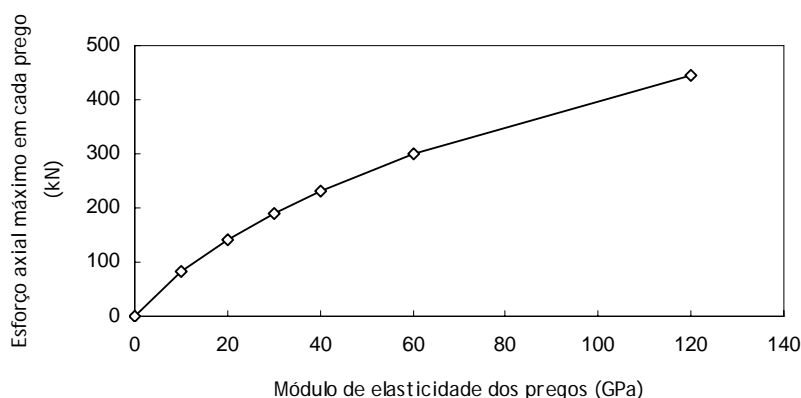


Figura 3. 20 - influência da rigidez dos elementos de reforço sobre o esforço axial instalado (Dias e Kastner, 2005)

Posteriormente foi analisada a rigidez global do reforço, produto da rigidez individual pelo número de pregos. Os autores fizeram duas análises em paralelo, uma em que variavam a deformabilidade individual de cada prego, mantendo constante a secção dos pregos e a sua densidade e outra em que

variavam o número de pregos, mantendo constante a sua secção e deformabilidade. Na Figura 3. 21 e na Figura 3. 22 observa-se o efeito de ambas as abordagens sobre a evolução da extrusão e da convergência. Uma das constatações mais evidentes consiste na identidade das curvas resultantes quer da manipulação da rigidez individual dos pregos, quer da alteração do número de elementos de reforço em obra.

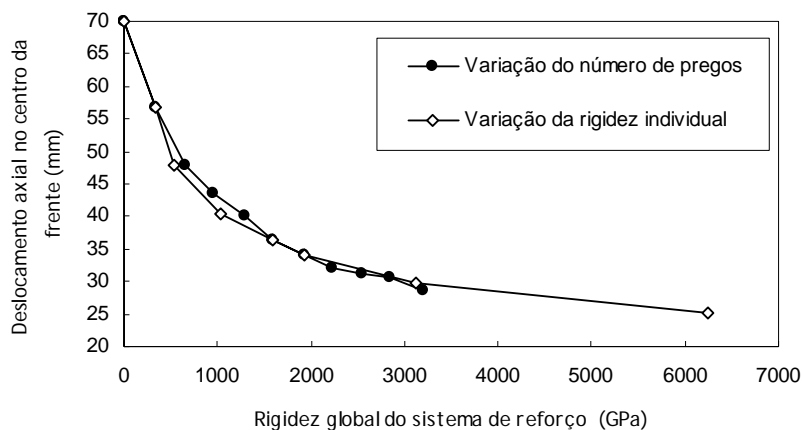


Figura 3. 21 - deslocamento axial em função da rigidez global (Dias e Kastner, 2005)

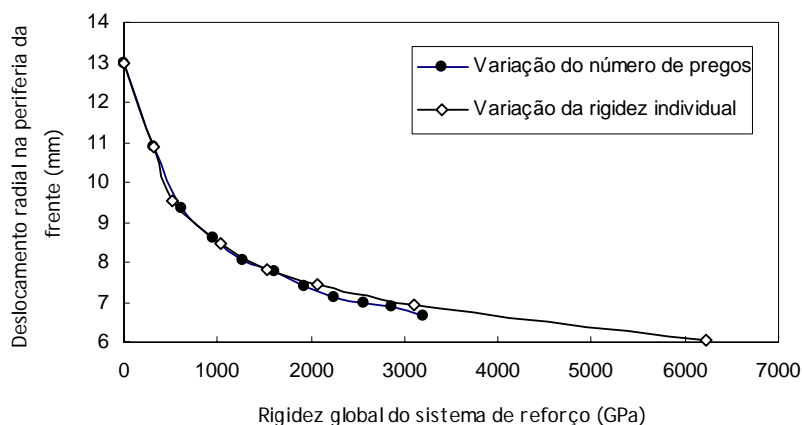


Figura 3. 22 - deslocamento radial em função da rigidez global (Dias e Kastner, 2005)

Fica assim estabelecido que, no âmbito das configurações analisadas (20 a 160 pregos), o factor determinante é a rigidez global do reforço, independentemente do número de pregos. Embora esta conclusão possa, em princípio, ser extrapolada para maiores densidades, não deixa de ser questionável no caso de densidades suficientemente reduzidas para permitirem o escoamento do maciço por entre os pregos.

3.4.2. ANÁLISES NUMÉRICAS POR HOMOGENEIZAÇÃO

A análise numérica do comportamento das obras reforçadas torna-se difícil e morosa caso se modele individualmente os elementos de reforço.

A teoria da homogeneização dos meios compósitos fornece uma ferramenta de cálculo alternativa, particularmente direccionada para o dimensionamento de obras em maciços reforçados com inclusões uniformemente distribuídas. Trata-se de uma teoria aplicável a situações em que apenas se pretenda avaliar o comportamento global da obra, e desde que a densidade do reforço seja suficiente para que o material compósito resultante da associação do solo e das inclusões possa ser, à escala da obra, considerado como um meio homogéneo, embora anisotrópico devido à orientação preferencial das inclusões.

A aplicabilidade da teoria da homogeneização tem sido testada por diversos autores, resumindo-se em seguida alguns dos principais trabalhos publicados.

Dias et al. (1998) compararam o comportamento de uma frente de escavação pregada obtido por via da homogeneização com o resultante da modelação individual dos elementos de reforço. O modelo homogeneizado utilizado foi o desenvolvido por Wong et al. (1998) no âmbito de um projecto da ENTPE (Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat). Os autores concluíram que as abordagens forneciam resultados semelhantes no que diz respeito à extrusão média da frente de escavação. Ao nível local, no entanto, existiam grandes diferenças devido à extrusão do solo entre os pregos, verificando-se tal como seria de esperar maiores deformações no âmbito do cálculo discretizado. Também no que diz respeito à força máxima dos pregos se observam diferenças, vindo esta sobrestimada no modelo homogeneizado.

Posteriormente, Wong et al. (1999a, 1999b, 2000) usaram o mesmo método analítico com o intuito de compararem os seus resultados com as medições resultantes da monitorização de um túnel construído em França, com inclusões lineares longitudinais na frente de escavação, tendo verificado que as previsões do modelo analítico eram concordantes com os valores observados.

Uma das grandes limitações das teorias de homogeneização clássicas consiste na impossibilidade de contabilizarem o possível deslizamento entre o solo e os elementos de reforço. Segundo Garnier et al. (2003) uma abordagem alternativa consiste em substituir o maciço reforçado por um material equivalente constituído pela sobreposição de vários meios contínuos (método multifásico). Contrariamente às teorias de homogeneização clássicas, este método permite a consideração de cinemáticas diferentes para cada um dos meios constituintes do material equivalente e portanto torna possível a consideração de deslizamento entre o solo e os elementos de reforço. Por outro lado, de acordo com os autores supracitados trata-se de um método mais simples e rápido. O método multifásico, desenvolvido por Sudret e de Buhan (1999) baseia-se na ideia de que em cada ponto coexistem um meio representativo do maciço antes da colocação do reforço e tantos meios contínuos suplementares quantas as direcções de reforço, restando portanto relacionar as propriedades do novo meio homogéneo com as da matriz e das inclusões. Este tipo de abordagem, válida para inclusões dispostas periodicamente e em número suficiente, já foi concretizado na obtenção de critérios de resistência para materiais reforçados com fibras (Sudret e De Buhan, 1999; Wang et al., 2002), na modelação elastoplástica de túneis pregados radialmente (Bernaud et al., 1995; Sudret e De Buhan, 2001) e, mais recentemente, na análise das frentes de escavação de túneis reforçados com inclusões lineares (Jassionnesse et al., 1996; Garnier et al., 2003; Wong et al., 2000).

As abordagens homogeneizadas surgem assim como uma opção viável às análises discretas, pelo menos numa fase de pré-dimensionamento, encontrando-se em franco desenvolvimento.

3.5. ANÁLISE DO EFEITO DO REFORÇO POR PREGAGENS COM BASE EM MODELOS SIMPLIFICADOS

Principalmente ao nível do ante-projecto, torna-se importante dispor de modelos simplificados que permitam avaliar de forma expedita a eficácia do reforço da frente. São dois os métodos actualmente mais usados. O mais antigo, proposto por Grasso et al. (1991, 1993), consiste na consideração das inclusões como um aumento da coesão na zona do maciço situada adiante da frente e ao longo do comprimento do reforço. Posteriormente (1996a), Peila propôs substituir o efeito das inclusões por uma pressão aplicada na frente de escavação. No que se segue, desenvolve-se em maior pormenor os dois métodos citados e descrevem-se os estudos adicionais realizados por Dias e Kastner (2005).

3.5.1. NÚCLEO COM COESÃO REFORÇADA

Grasso et al. (1991, 1993) propuseram a consideração de efeito das pregagens através da majoração da coesão do solo na zona reforçada:

$$c_r = c + \frac{\Delta\sigma_3}{2} \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (3-5)$$

onde,

c representa a coesão natural do terreno,

ϕ representa o ângulo de atrito do terreno (radianos),

$\Delta\sigma_3$ representa a tensão principal mínima incremental associada ao reforço e estimada por

$$\Delta\sigma_3 = nF_a / S,$$

em que n é o número de pregos, S é a secção escavada e F_a é a força axial instalada num prego (N).

O método admite que a força axial instalada no prego é a força de tracção máxima admissível, uma vez que se trata de um cálculo à rotura.

3.5.2. PRESSÃO APLICADA NA FRENTE

Peila et al. (1996a) propõem a seguinte expressão para o cálculo da pressão equivalente a partir das características resistentes dos pregos:

$$P_r = \min \left\{ \frac{nA_p \sigma_{adm}}{A_{st}}; \frac{nS_1 \tau_{adm}}{A_{st}} \right\} \quad (3-6)$$

em que,

n	representa o número de pregos,
A _p	representa a secção individual dos pregos,
σ _{adm}	representa a tensão máxima admissível de tracção do prego,
A _{st}	representa a superfície escavada,
τ _{adm}	representa a tensão máxima admissível de corte na interface,
S ₁	representa a superfície lateral total da ancoragem.

Refira-se que a consideração da superfície lateral total da ancoragem não é correcta, uma vez que apenas a zona passiva da pregagem contribui para a determinação da resistência ao arranque.

3.5.3. VALIDAÇÃO DOS MÉTODOS APROXIMADOS

Dias e Kastner (2005) tentaram validar as abordagens referidas, comparando os resultados de análises 3D em que os elementos de reforço foram modelados individualmente, com os resultados da aplicação de ambos os métodos aproximados.

A proposta de Grasso et al. (1991, 1993) foi confrontada com os resultados da modelação individual dos elementos de reforço, para três níveis de tensão e várias densidades de pregagem. A coesão reforçada foi determinada de acordo com a expressão (3-5), fazendo o valor da força instalada num prego igual a 700 kN, o que corresponde à resistência à tracção do prego, tal como proposto pelos autores (Grasso et al., 1991, 1993). Constataram que esta abordagem era demasiado optimista, conduzindo a uma subestimativa notável da extrusão. Dias e Kastner (2005) concluíram assim ser necessário ir diminuindo o valor da força mobilizada até conseguirem reproduzir os resultados 3D.

As curvas representadas na Figura 3. 23 sugerem que é possível obter bons resultados com o método aproximado, em termos de extrusão média na frente, embora o esforço que deve ser considerado no cálculo da coesão reforçada seja dependente da densidade de pregagem considerada. De facto a figura aponta para um valor de F_a da ordem de 100 kN até 32 pregos, diminuindo progressivamente até 60 kN para configurações entre 100 e 160 pregos.

A Figura 3. 24, por outro lado, revela que para uma maior tensão inicial o valor da força mobilizada a considerar no cálculo simplificado se aproxima do valor máximo, como seria de esperar.

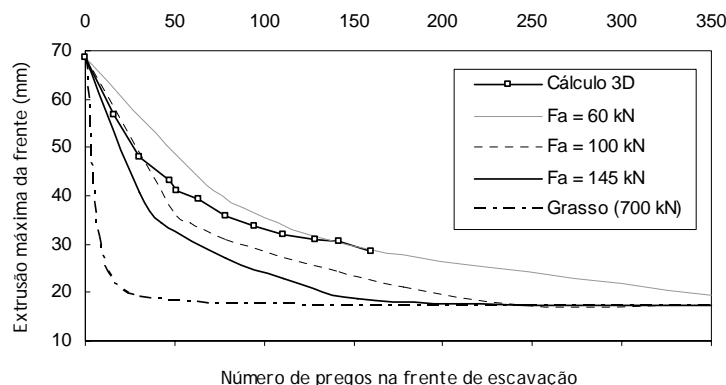


Figura 3. 23 - comparação do cálculo 3D com modelação dos elementos de reforço com o método da coesão reforçada ($\sigma_0 = 0,8 \text{ MPa}$)

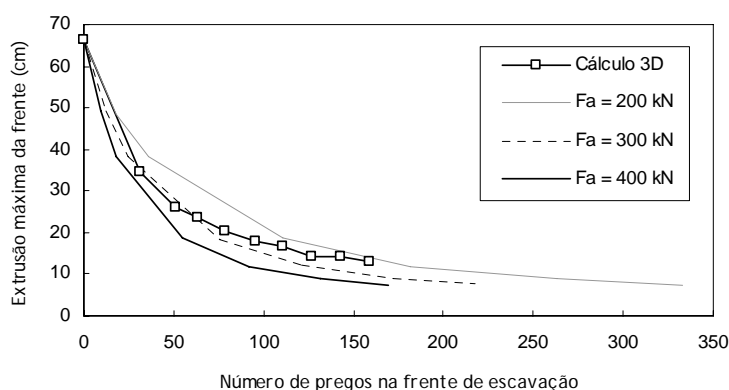


Figura 3. 24 - comparação do cálculo 3D com modelação dos elementos de reforço com o método da coesão reforçada ($\sigma_0 = 2,6 \text{ MPa}$)

Os resultados obtidos durante as análises de validação do método de Peila resumem-se na Figura 3. 25 e na Figura 3. 26. Tal como no método da coesão reforçada, constata-se que a utilização da resistência à tracção dos pregos no cálculo do valor da pressão equivalente conduz a resultados demasiado optimistas. A diminuição da força mobilizada até ser possível reproduzir os resultados 3D também permitiu concluir que a força unitária equivalente varia com o número de pregos e com o nível de tensão. De facto, para a tensão $\sigma_0 = 0,8 \text{ MPa}$ (Figura 3. 25), constata-se que a força unitária equivalente que permite igualar as extrusões máximas do cálculo 3D é igual a 145 kN para 16 pregos, 100 kN para 52 pregos e 60 kN para 144 pregos. Por outro lado, para um número fixo de pregos (52), a força unitária equivalente é cerca de 100 kN para $\sigma_0 = 0,8 \text{ MPa}$ e mais de 400 kN para $\sigma_0 = 2,6 \text{ MPa}$ (Figura 3. 26).

As diferenças observadas entre os métodos aproximados e a modelação individual dos elementos de reforço resulta do facto de o esforço realmente mobilizado nos pregos ser muito inferior ao máximo admissível, sendo esse efeito tanto mais visível quanto menor for a profundidade da obra.

Embora os autores não o tenham feito, é possível estimar a resistência ao arranque dos pregos com base nos parâmetros da modelação. De facto, considerando que a resistência ao arranque é determinada pela resistência ao corte do maciço e tendo em atenção os parâmetros do Quadro 3. 4 e um comprimento de amarração de cerca de 4 m (Figura 3. 16) obtém-se uma resistência ao arranque

de cerca de 1400 kN. Este valor é duas vezes superior à resistência à tracção, pelo que não introduz qualquer melhoria no desempenho do método da pressão equivalente. A utilização da proposta da expressão (3-6) fornece um valor da resistência ao arranque ainda maior, uma vez que propõe a utilização da superfície lateral total da ancoragem.

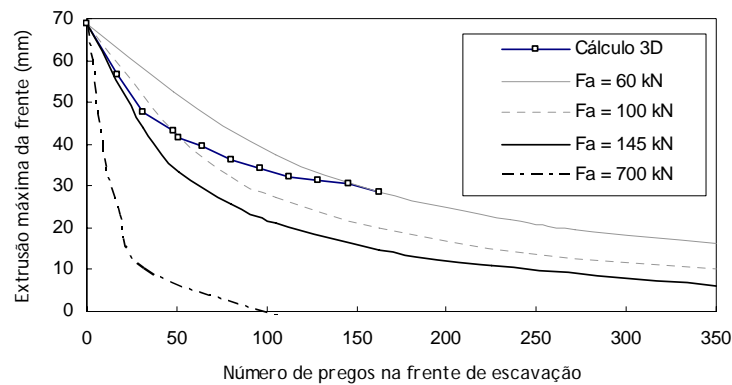


Figura 3. 25 - comparação do cálculo 3D com modelação dos elementos de reforço com o método da pressão equivalente ($\sigma_0 = 0,8$ MPa)

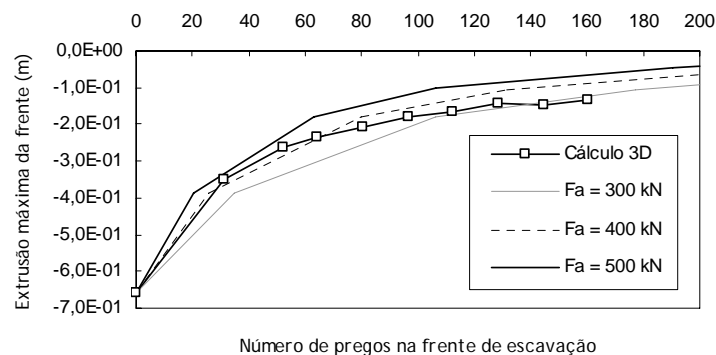


Figura 3. 26 - comparação do cálculo 3D com modelação dos elementos de reforço com o método da pressão equivalente ($\sigma_0 = 2,6$ MPa)

Dias e Kastner (2005) procuram então averiguar se seria possível relacionar o valor da força equivalente com o valor da força realmente mobilizada nos pregos, determinada a partir da modelação 3D. Fizeram assim um ajuste preciso da coesão e da pressão equivalentes, a partir do valor da extrusão máxima, para o caso da frente reforçada com 52 pregos (Quadro 3. 6).

Quadro 3. 6 - parâmetros dos métodos simplificados (frente reforçada com 52 pregos)

Tensão inicial (MPa)	Pressão de suporte (MPa)	Coesão (kPa)
0,8	0,053	82,8
1,7	0,133	119,5
2,6	0,198	149,4

Com base nos valores obtidos com o ajuste referido no Quadro 3. 6 procederam à comparação dos deslocamentos globais do maciço, observando curvas praticamente coincidentes no caso do deslocamento axial adiante da frente e do perfil vertical de extrusão. Já no caso da convergência radial foi possível observar um ligeiro aumento na proximidade da frente registado pelos métodos simplificados. Nas Figuras 3.5 a 3.7 representam-se, a título de exemplo, as curvas obtidas para $\sigma_0 = 0,8 \text{ MPa}$.

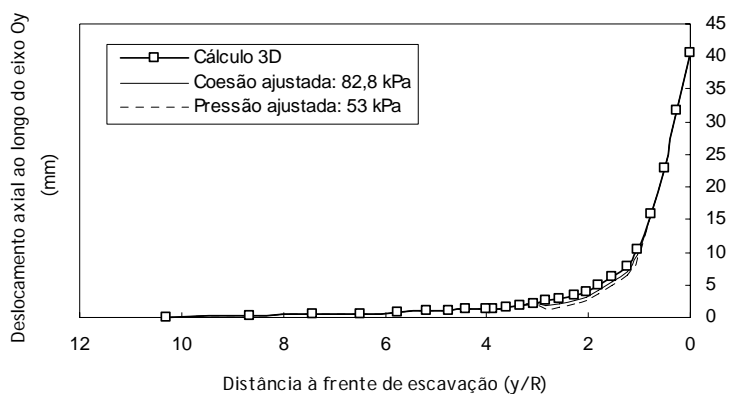


Figura 3. 27 - evolução do deslocamento axial adiante da frente ($\sigma_0 = 0,8 \text{ MPa}$)

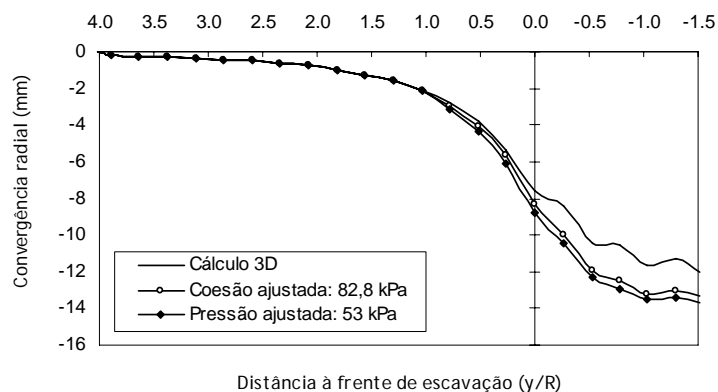


Figura 3. 28 - Convergência radial ($\sigma_0 = 0,8 \text{ MPa}$)

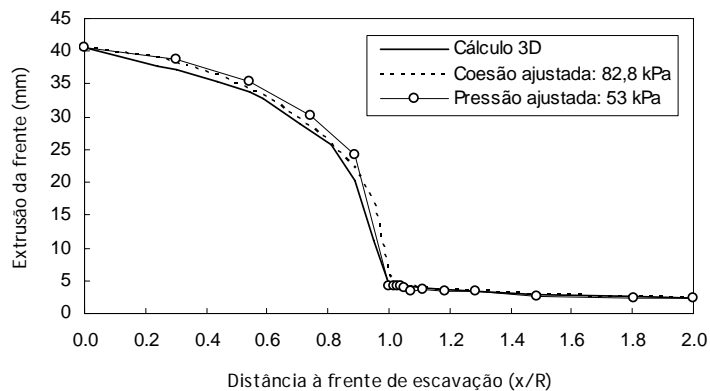


Figura 3. 29 - extrusão da frente ($\sigma_0 = 0,8 \text{ MPa}$)

Quando tentaram comparar as forças equivalentes com os esforços realmente mobilizados (Quadro 3.7) os autores mediram diferenças elevadas, em particular para a abordagem da coesão reforçada.

Quadro 3.7 - comparação entre as forças equivalentes (2D) e os esforços realmente mobilizados (3D)

Tensão inicial (MPa)	Método de Análise		Força máxima nos pregos (kN) – valor médio	Diferença (%)
0,8	Coesão	82,8 kPa	93,4	24,1
	Pressão	0,053 MPa	109,2	11,7
	Modelação dos pregos		123,3	-
1,7	Coesão	119,5 kPa	198,0	38,3
	Pressão	0,133 MPa	270,5	15,9
	Modelação dos pregos		321,1	-
2,6	Coesão	149,4 kPa	283,6	45,4
	Pressão	0,198 MPa	402,4	22,4
	Modelação dos pregos		518,1	-

Concluíram então que, apesar dos métodos aproximados poderem permitir simular correctamente o comportamento global do maciço, não existe, ainda, uma regra simples que permita definir antecipadamente o esforço global de pregagem a introduzir nas análises simplificadas. De facto, este valor revelou-se não só diferente do esforço médio efectivamente mobilizado, mas também dependente da densidade de pregagem, do estado de tensão inicial e até do método utilizado. É assim necessário fazer um ajuste dos parâmetros da simulação (pressão aplicada ou coesão reforçada), não sendo possível determiná-los à partida.

Sem embargo, ainda que o comportamento global (principalmente em termos de deslocamentos) possa ser bem previsto pelos métodos aproximados, estes métodos não conduzem a uma avaliação precisa de aspectos particulares (nomeadamente dos esforços nas pregagens).

3.6. CONCLUSÕES

O estudo do comportamento da frente de corte dos túneis reforçados por pregagens está ainda em fase inicial, dada a complexidade das interacções em jogo, as quais têm conduzido a diversas simplificações nos cálculos tridimensionais.

Os estudos já realizados mostram que a aplicação de pregagens na frente de escavação pode efectivamente melhorar a estabilidade, diminuindo a pressão mínima de suporte, σ_T , em cerca de 60% (Chambon, 1990), e reduzir os movimentos no maciço até cerca de 40% (Dias e Kastner, 2005). A eficácia do sistema de pregagens é determinada por diversos factores tais como o espaçamento ou densidade dos pregos, o seu comprimento, diâmetro e rigidez, bem como o tipo de material usado na selagem (Mair e Taylor, 1997). Os resultados da monitorização de diversos túneis que têm vindo a ser construídos, quer em rocha, quer em solo, têm indicado que o sistema de reforço em análise estabiliza efectivamente a escavação e permite melhorias no ritmo de construção. Os diversos estudos realizados até ao momento permitiram concluir que:

- O reforço por pregagem, independentemente da densidade utilizada, não permite manter o maciço no estado elástico (Dias e Kastner, 2005). Verifica-se que, para a máxima densidade de pregagem analisada de 1,5 pregos/m², a extensão da zona plastificada ao nível do eixo do túnel não desce além do valor do raio R.
- A resistência ao arranque do prego tem uma grande influência sobre o valor máximo da extrusão para valores inferiores a 100 kN/m, estabilizando em seguida (Dias e Kastner, 2005).
- O efeito da melhoria da selagem com o tempo foi considerado desprezável (Dias e Kastner, 2005).
- Existe um comprimento crítico e uma densidade crítica das pregagens que, em conjunto, maximizam o efeito do reforço na estabilidade da frente de escavação (Yoo e Shin, 1999a; Yoo, 2002).
- A densidade crítica aparenta ser independente do recobrimento C/D e do tipo de solo. Já o comprimento crítico, apesar de também aparentar ser independente de C/D, mostra alguma dependência do tipo de solo uma vez que a ângulos de atrito decrescentes se associam comprimentos críticos crescentes (Yoo, 2002).
- O comprimento útil dos pregos, em solos granulares, é igual ao dobro da distância entre a frente de escavação e a superfície de rotura, o que no total corresponde a um valor de cerca de 2D/3 (Al Hallak et al., 2001).
- A densidade máxima de pregagem utilizada na prática é de cerca de 1,5 pregos/m² uma vez que acima deste limite a colocação em obra se torna demasiado demorada (Dias e Kastner, 2005).
- Existe uma rigidez axial óptima acima da qual não é possível induzir efeitos de reforço adicionais por parte das inclusões (Ng e Lee, 2002).
- Desde que a densidade seja suficiente para confinar toda a frente, o parâmetro chave é a rigidez global, sendo indiferente em termos de controlo de deformações aumentar o número de pregos ou a sua rigidez individual (Dias e Kastner, 2005).
- A análise do funcionamento dos pregos evidencia a existência de 3 zonas distintas (Dias e Kastner, 2005):
 - Zona de confinamento da frente (1/2 R)
 - Zona de ancoragem (1/2 R a 1,2 R)
 - Zona neutra (os pregos praticamente não trabalham)
- A força máxima mobilizada é sempre inferior à resistência do prego. Desta forma, qualquer cálculo que leve em consideração a resistência última sobrestima a capacidade do sistema de reforço relativamente ao controlo de deformações (Dias e Kastner, 2005).
- As abordagens simplificadas existentes permitem simular com boa precisão os deslocamentos obtido por via da abordagem tridimensional. No entanto esta correspondência apenas se obtém por um ajuste impossível de efectuar à priori, não existindo uma regra simples que permita definir antecipadamente o esforço global de pregagem a introduzir nas análises simplificadas. A comparação entre as forças equivalentes dos métodos simplificados com os esforços realmente mobilizados (muito inferiores à tensão admissível) forneceu diferenças elevadas, em particular para a abordagem da coesão reforçada (Dias e Kastner, 2005).

A visão global dos estudos já efectuados aponta para a necessidade de estudos adicionais para uma melhor compreensão do comportamento das frentes de escavação reforçadas. É acima de tudo indispensável desenvolver os métodos simplificados, para que se tornem ferramentas de pré – dimensionamento viáveis.

MODELAÇÃO NUMÉRICA DE FRENTES DE ESCAVAÇÃO REFORÇADAS

4.1. INTRODUÇÃO

Discutiu-se anteriormente os aspectos essenciais do comportamento global das frentes de escavação pregadas. Pretende-se agora aprofundar essa discussão mediante uma análise comparada entre uma frente não reforçada e uma frente reforçada.

A prossecução do objectivo descrito iniciou-se com a definição de um problema base que serviu de referência aos estudos posteriores. Procedeu-se em seguida à sua resolução sem introduzir qualquer tipo de reforço, tendo-se avaliado o efeito da alteração de algumas das características mecânicas do maciço. Numa fase posterior foi introduzido o reforço da frente, de forma a evidenciar as melhorias obtidas nas deformações adiante da frente e à superfície e a estimar os esforços mobilizados nos pregos.

4.2. DESCRIÇÃO DETALHADA

Sendo desejável que os valores e geometrias adoptados se aproximem o mais possível da realidade encontrada nas obras foi resolvido considerar como referência para os estudos empreendidos o Túnel 4 do Porto, construído entre a Rua do Dr. Joaquim Urbano (à Avenida Fernão Magalhães) e a Praça de Teotónio Pereira (Praça das Flores). Na Figura 4. 1 representa-se a secção recta do referido túnel, a qual é equivalente à de um túnel circular de 5,2 m de raio. O recobrimento (distância entre a superfície do terreno e o coroamento do túnel) era de aproximadamente 15 m.

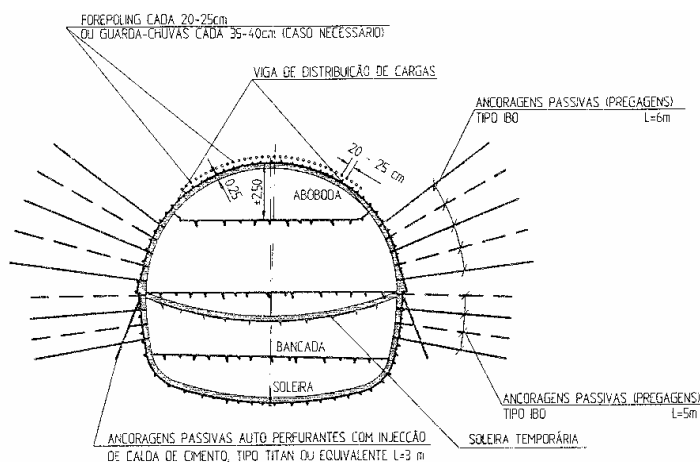


Figura 4. 1 - secção do Túnel 4 (Túnel rodoviário – Porto, Costa, 2001)

A metodologia construtiva foi posteriormente simplificada, dispensando-se as ancoragens passivas e procedendo-se à escavação da secção recta na sua totalidade. Na Figura 4. 2 representa-se a geometria de referência adoptada nas análises realizadas.

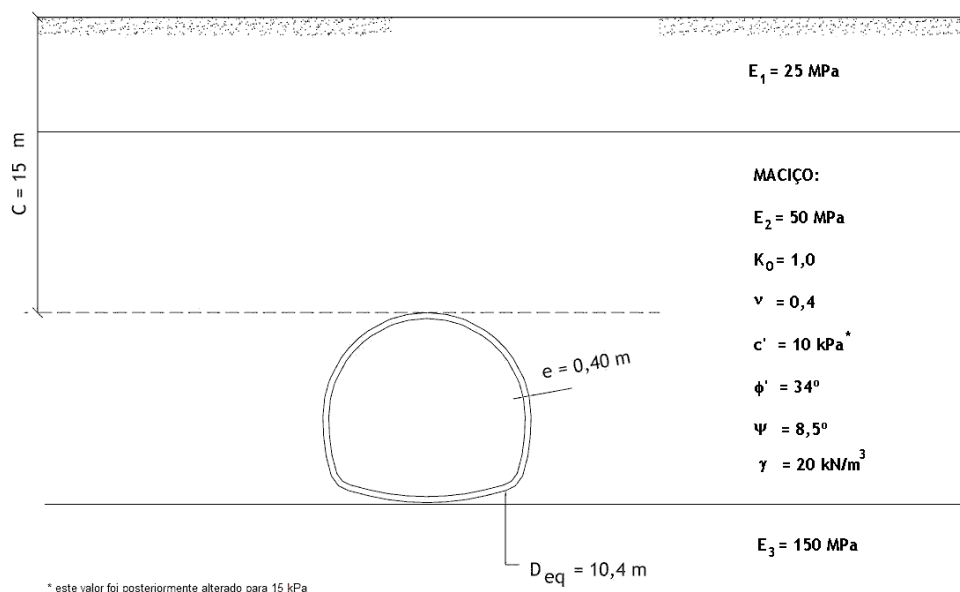


Figura 4. 2 – geometria e parâmetros de referência das análises efectuadas

Para simular o comportamento mecânico do solo foi considerado um modelo elástico, perfeitamente plástico, com um critério de rotura tipo Mohr – Coulomb. Foram adoptados parâmetros resistentes e de deformabilidade próximos dos valores correntemente associados ao “granito do porto”: $c' = 10 \text{ kPa}$ e $\phi' = 34^\circ$, adoptando-se para o coeficiente de impulso em repouso $k_0 = 1,0$ e para a dilatância um valor igual a $\frac{1}{4}$ do ângulo de atrito efectivo. Relativamente à deformabilidade do maciço, foram considerados três horizontes diferentes. À superfície foi considerada uma camada de 6 m de espessura com $E = 25 \text{ MPa}$, seguida de uma camada com $E = 50 \text{ MPa}$ com 20 m de espessura, e, por último uma camada mais rígida com 150 MPa (Figura 4. 2).

O estado de tensão inicial foi considerado geostático e definido a partir dos valores do peso volúmico e do coeficiente de impulso em repouso do solo.

Como revestimento provisório foi considerada uma camada de 40 cm de betão projectado, para o qual se adoptou um peso volúmico $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$, um módulo de elasticidade $E = 10 \text{ GPa}$ e um coeficiente de Poisson $\nu = 0,2$. Refira-se que a resistência à compressão f_{ck} não influencia os cálculos, uma vez que o modelo adoptado para o revestimento é elástico linear.

Na frente foram colocadas pregagens uniformemente distribuídas com uma densidade de $0,5 \text{ pregos/m}^2$ (Figura 4. 3). Foram adoptados pregos de comprimento constante, adicionando-se à extremidade posterior do prego, em cada passo de escavação, o mesmo comprimento que lhe tinha sido retirado na outra extremidade devido ao avanço da frente. Num processo real de escavação um novo conjunto de pregos seria instalado quando os pregos existentes se tornassem demasiado curtos para garantir o reforço da frente. Não se tratando de uma modelação exacta daquilo que de facto se passa em obra, permite todavia uma interpretação mais clara dos resultados. O comprimento adoptado

foi de 6 m, de acordo com as observações de Al Hallak et al., 2001, as quais sugerem que os pregos assumem todo seu potencial para um comprimento de cerca de 2/3 do diâmetro da frente reforçada.

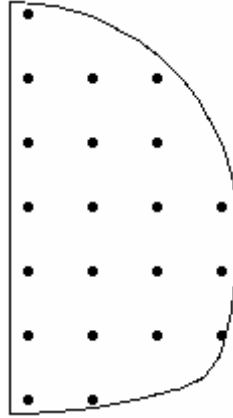


Figura 4. 3 – localização dos pregos na frente de escavação

No que diz respeito às características mecânicas dos elementos de reforço adoptaram-se as correspondentes ao perfil B48 da empresa italiana *sireg*, o qual se caracteriza por uma secção recta de 4,8 cm², uma resistência à tracção de 480 kN e um módulo de deformabilidade de 40 GPa.

Para a resistência da interface entre o prego e o maciço, materializada pela resistência ao arranque, T_a , adoptou-se o valor de 100 kN/m, frequentemente mencionado em vários casos de obra.

Já para a rigidez ao corte da ligação elemento de reforço/maciço, optou-se por utilizar a proposta do manual do utilizador do Flac^{3D}:

$$k_c = \frac{1}{10} \frac{2\pi G}{\ln(1 + 2t/D_e)}, \quad (4-1)$$

em que G é o módulo de distorção da calda (10 GPa), D_e o diâmetro equivalente do prego e t a espessura da calda. A espessura da calda é obtida a partir da área individual do prego e do diâmetro de furação, o qual foi considerado constante e igual a 100 mm.

O processo construtivo considerado consiste na escavação da face na sua totalidade, por avanços de 0,50 m e com fecho do revestimento provisório com 0,50 m de atraso. Embora não seja possível reproduzir o atraso do fecho referido em condições reais, a opção por este valor justifica-se como forma de tentar isolar os movimentos do maciço devidos unicamente à extrusão da frente de escavação.

4.3. ESTUDO DA DISCRETIZAÇÃO DO DOMÍNIO

A discretização do domínio foi alvo de especial atenção uma vez que, como se pretendia realizar um conjunto muito vasto de análises, se tornava imprescindível minimizar o tempo de cálculo necessário.

Para tal, é sempre preferível minimizar as dimensões do modelo e o número de elementos envolvidos, embora também seja possível adoptar critérios de convergência menos exigentes. Procurou-se assim chegar a um equilíbrio entre o tempo que cada ficheiro leva, em média, a produzir resultados e a qualidade desses mesmos resultados.

Começou por se realizar três cálculos distintos, que se resumem no Quadro 4. 3, e que pretendiam avaliar a importância do refinamento longitudinal da malha de diferenças finitas. Este refinamento foi considerado constante ao longo do eixo, variando a dimensão dos elementos nesta direcção entre 0,50 m e 2,00 m. Todos os cenários referidos dizem respeito à frente não reforçada e consideram um passo de escavação e um atraso do fecho do revestimento de 2,00 m.

Quadro 4. 1 - malhas inicialmente avaliadas para optimização dos cálculos

cenário	número de elementos		espessura dos elementos (m)	mech ratio	tempo de cálculo (% da duração de C1)	passo de escavação (m)
	direcção longitudinal	total				
C1	40	41720	2,00	1e-5	100%	2,00
C2	80	83440	1,00	1e-5	227%	2,00
C3	160	166880	0,50	1e-5	716%	2,00

As manchas plastificadas e a distribuição da magnitude dos deslocamentos na frente apresentam-se nas Figuras 4. 4 a 4. 6.

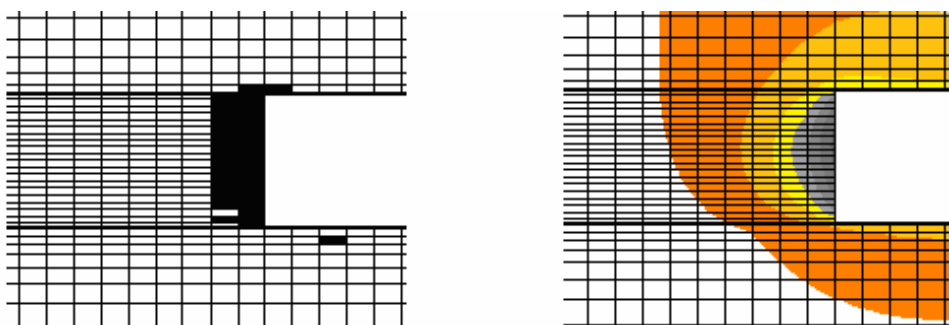


Figura 4. 4 - mancha plastificada e distribuição dos deslocamentos associadas ao cenário C1

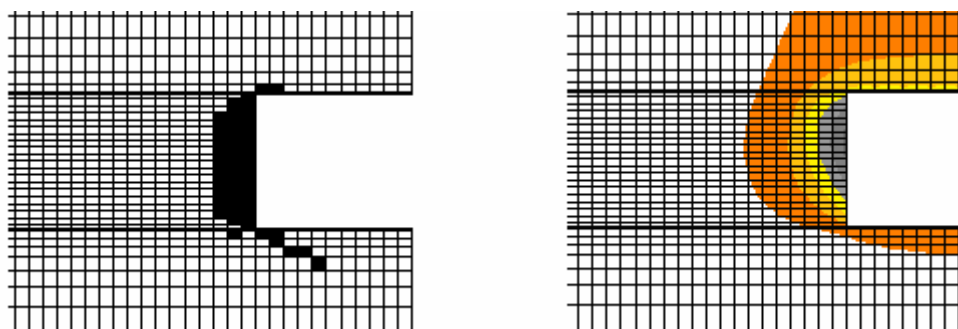


Figura 4. 5 - mancha plastificada e distribuição dos deslocamentos associadas ao cenário C2

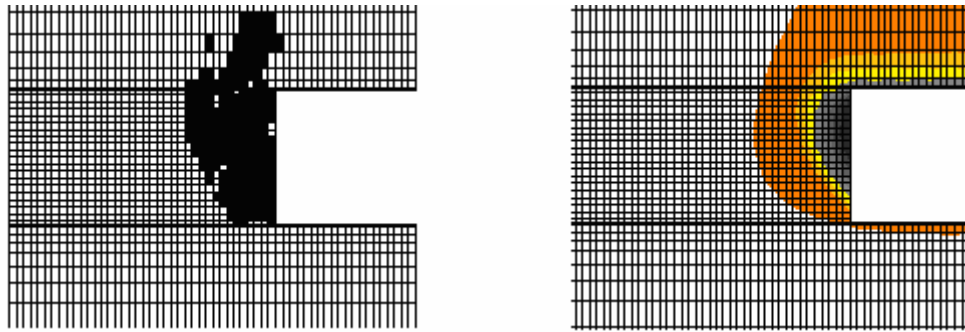


Figura 4. 6 - mancha plastificada e distribuição dos deslocamentos associadas ao cenário C3

Os resultados denotam uma grande sensibilidade em relação ao refinamento longitudinal da malha, tornando-se evidente que as malhas mais alargadas não permitem obter manchas de plastificação realistas.

Uma vez que apenas os elementos de 50 cm de dimensão longitudinal garantem que a zona plastificada se aproxime dos resultados experimentais e teóricos publicados na literatura da especialidade, optou-se por adoptar esta como dimensão mínima a considerar. Verificou-se no entanto que o cálculo respectivo foi demasiado demorado (Quadro 4. 1) pelo que se procedeu à avaliação de dois novos cenários (Quadro 4. 2).

Os cálculos C4 e C5 foram efectuados com o objectivo de diminuir o número total de elementos. Procedeu-se à variação do refinamento da malha ao longo do seu desenvolvimento, concentrando o maior refinamento em volta da secção analisada (secção central do eixo longitudinal) e adoptando uma malha mais alargada nas zonas restantes.

Quadro 4. 2 – malhas adoptadas para avaliar o refinamento longitudinal não uniforme

cenário	número de elementos		espessura dos elementos (m)	mech ratio	tempo de cálculo (% da duração de C1)	passo de escavação (m)
	direcção longitudinal	total				
C4	12+52+15	87612	2,00/0,50/2,00	1e-5	308%	2,00
C5	12+52+20+5	98042	2,00/0,50/1,00/2,00	1e-5	350%	2,00

A Figura 4. 7 e a Figura 4. 8 evidenciam que a variação do refinamento longitudinal ao longo do eixo não introduz alterações significativas nem na mancha plastificada nem na distribuição dos deslocamentos, embora permita diminuir o tempo de cálculo para metade (Quadro 4. 2).

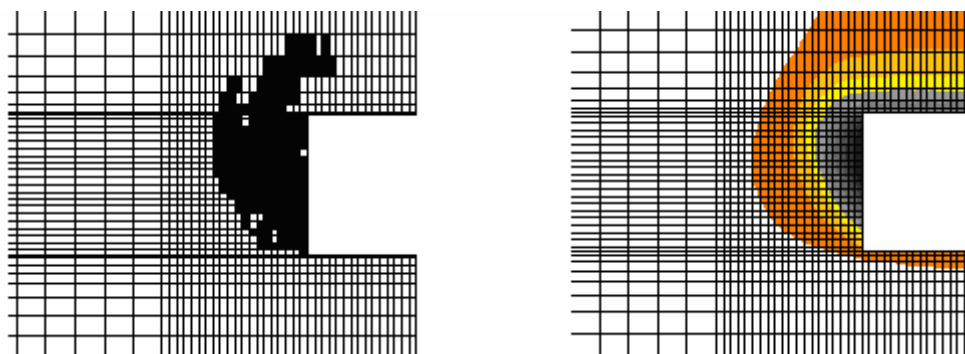


Figura 4. 7 - mancha plastificada e distribuição dos deslocamentos associadas ao cenário C4

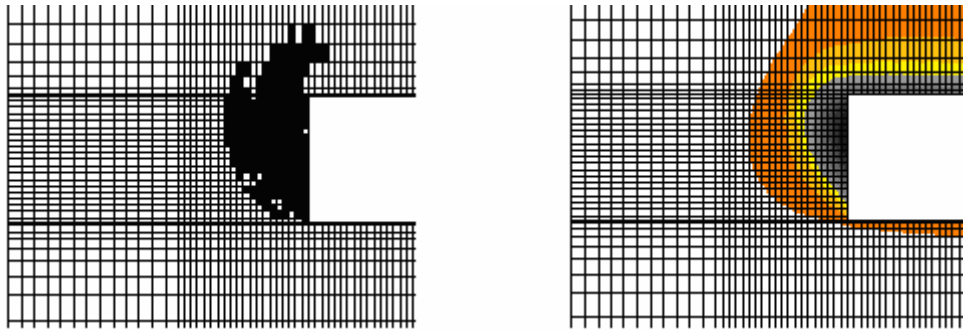


Figura 4. 8 - mancha plastificada e distribuição dos deslocamentos associadas ao cenário C5

Uma vez que não foram detectadas diferenças ao nível da plastificação, optou-se por levar mais longe a comparação dos cenários, procedendo-se à avaliação de parâmetros mais facilmente quantificáveis tais como os perfis longitudinais de assentamentos, os perfis verticais de extrusão e o deslocamento horizontal ao longo do eixo do túnel. (Figura 4. 9).

Os resultados apresentados na Figura 4. 9 confirmam o que já tinha sido sugerido pela extensão da mancha plastificada, uma vez que as alterações ao refinamento não introduziram diferenças mensuráveis no perfil de extrusão nem no deslocamento axial, e tiveram um impacto muito reduzido sobre os perfis longitudinais de assentamento à superfície (cerca de 15% no valor do assentamento estabilizado).

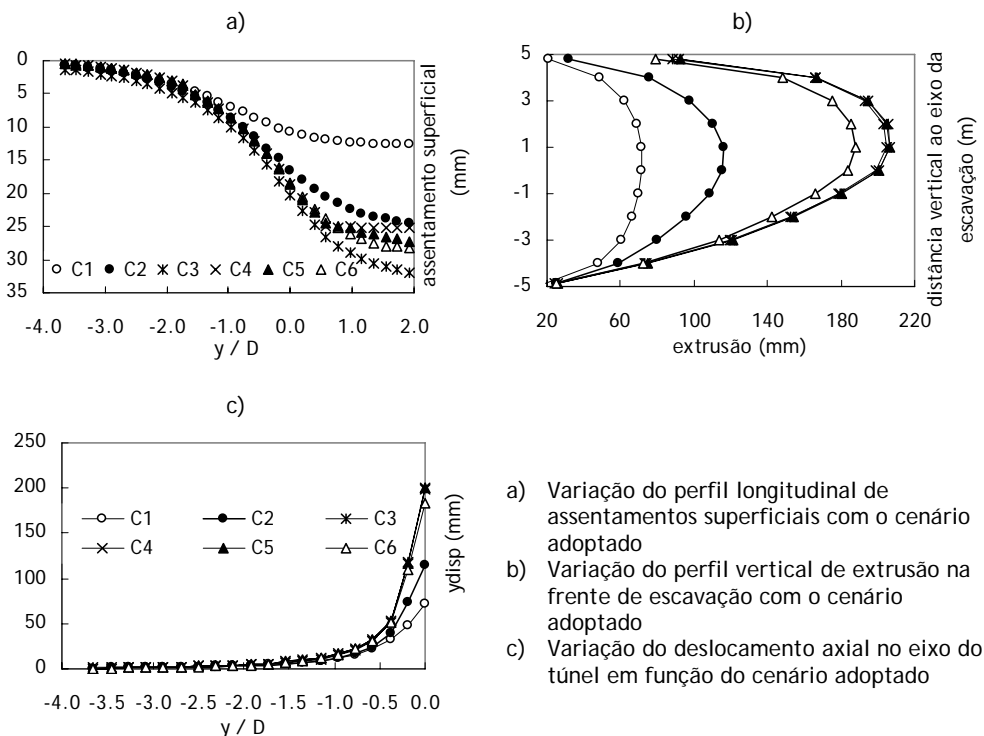


Figura 4. 9 - variação dos deslocamentos no maciço em função do cenário adoptado

De modo a tentar reduzir ainda mais o tempo de cálculo, analisou-se um novo cenário em que o nível de exigência do critério de convergência foi reduzido para metade (Quadro 4. 3). Representam-se os resultados obtidos na Figura 4. 9 e na Figura 4. 10.

Quadro 4. 3 – cenário para avaliação da influência do critério de convergência sobre a qualidade dos resultados

cenário	número de elementos		espessura dos elementos (m)	mech ratio	tempo de cálculo (% da duração de C1)	passo de escavação (m)
	direcção longitudinal	total				
C6	12+72+10+5	108472	2,00/0,50/1,00/2,00	2e-5	283%	2,00

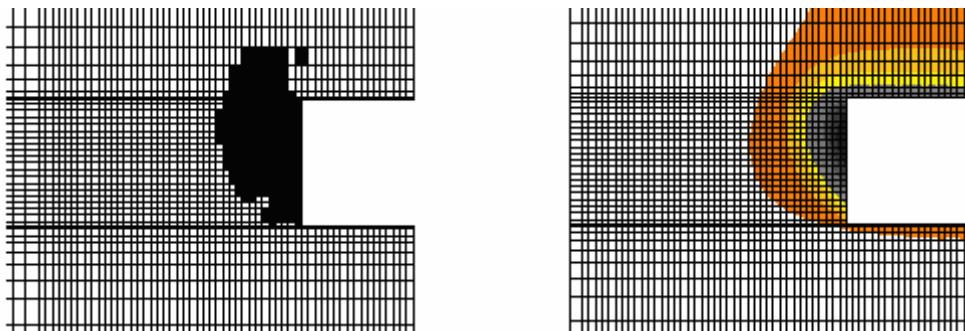


Figura 4. 10 - mancha plastificada e distribuição dos deslocamentos associadas ao cenário C6

A comparação das manchas plastificadas associadas aos cálculos C5 e C6 não revelou alterações significativas (Figura 4. 10). Já no que diz respeito aos deslocamentos do maciço observou-se uma diminuição de cerca de 4% no assentamento superficial e uma diminuição de 8% no valor máximo da extrusão (Figura 4. 9).

Em face das pequenas diferenças verificadas, considerou-se que o ganho considerável em termos de tempo de cálculo (Quadro 4. 3) justificava amplamente as imprecisões dos resultados, uma vez que o objectivo principal da tese é a avaliação do efeito da aplicação das pregagens na frente e não a obtenção de valores absolutos para os deslocamentos do maciço. Considerando que as imprecisões estarão presentes tanto nos cálculos reforçados como nos não reforçados, a sua importância virá bastante esbatida nas conclusões finais. Optou-se nesta fase por adoptar o cenário C6.

Em seguida decidiu-se apertar ainda mais a malha na direcção longitudinal de modo a avaliar se ainda se registaria alguma diferença observável nos deslocamentos do maciço. Substituíram-se assim os elementos de 50 cm por elementos de 25 cm (cenário C7, Quadro 4. 4).

Quadro 4. 4 - malhas utilizadas na confirmação da optimização do cálculo

cenário	número de elementos		espessura dos elementos (m)	mech ratio	tempo de cálculo (% da duração de C1)	passo de escavação (m)
	direcção longitudinal	total				
C7	12+144+10+5	187360	2,00/0,25/1,00/2,00	2e-5	825%	2,00

Esperava-se obter com o cenário C7 resultados em tudo semelhantes aos obtidos com o cenário C6, comprovando desse modo o bom desempenho dos elementos de 50 cm de espessura.

A observação da Figura 4. 11, no entanto, mostra que se verifica um aumento de 20% no assentamento máximo à superfície e de 60% no valor máximo da extrusão.

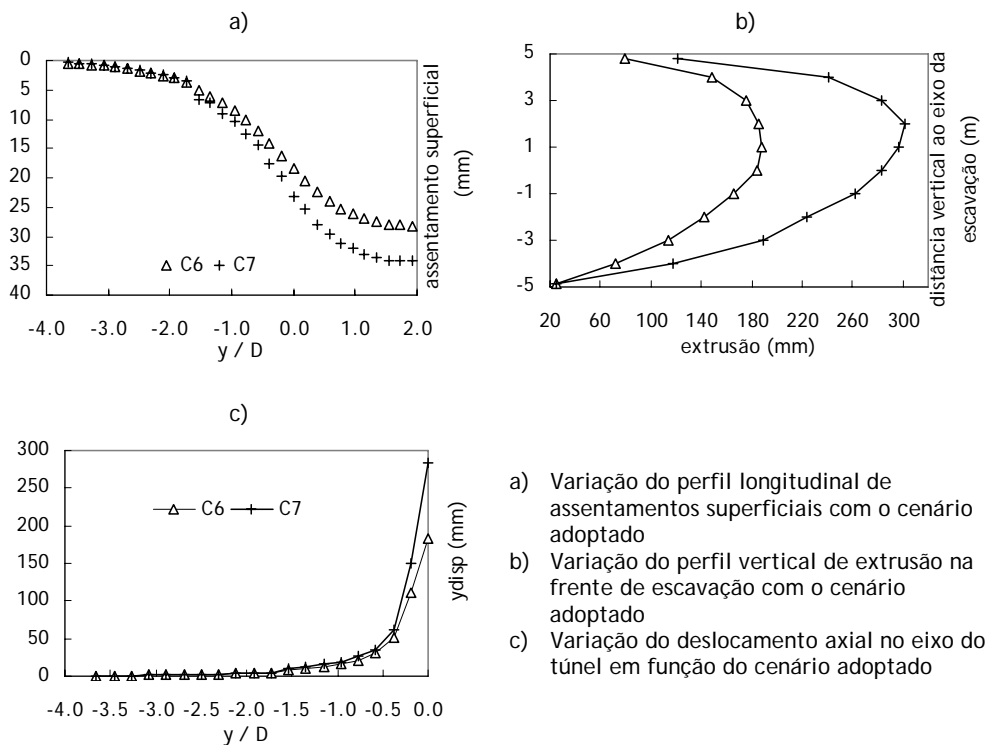


Figura 4. 11 - variação dos deslocamentos no maciço em função do cenário adoptado (cenários C6 e C7)

A Figura 4. 12, por seu lado, revela que, apesar de ser notória uma tendência para a estabilização do assentamento à superfície para refinamentos crescentes, o mesmo não se verifica no que diz respeito à extrusão (Figura 4. 12).

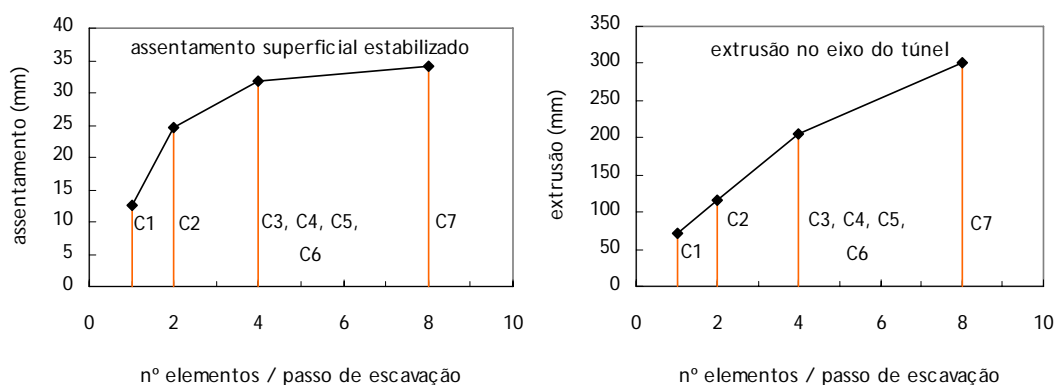


Figura 4. 12 - variação do deslocamento axial no eixo do túnel e do assentamento à superfície em função do número de elementos/passos de escavação

Estas observações, contrárias às expectativas, levaram a que se procedesse também à avaliação da importância do plano transversal da malha.

Mantendo a dimensão longitudinal dos elementos centrais igual a 25 cm, procedeu-se então à análise do impacto da extensão lateral da malha. Com esse objectivo foi realizado um novo cálculo (C8) em que se alargou a extensão lateral da malha de 40 m (cálculo C7) para 60 m (Figura 4. 13).

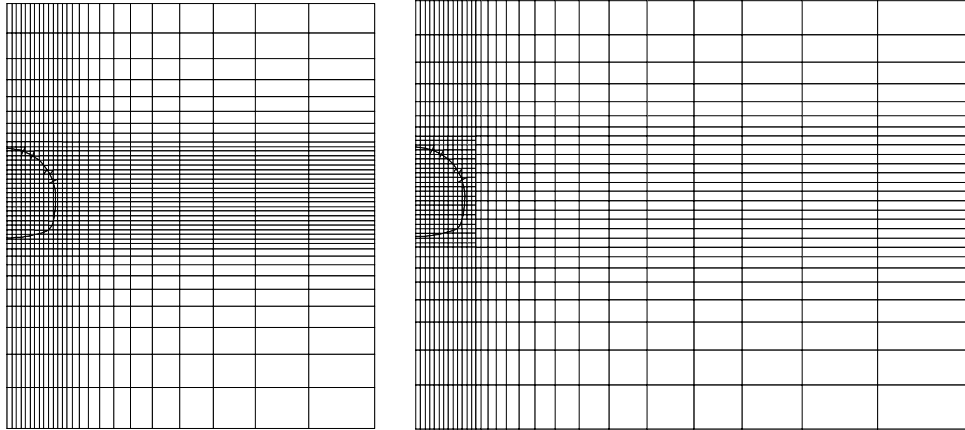


Figura 4. 13 - comparação entre a malha original (esquerda) e a malha alargada (direita)

A comparação dos resultados obtidos com as duas malhas (Figura 4. 14) permitiu constatar que o alargamento da dimensão lateral não introduz diferenças significativas.

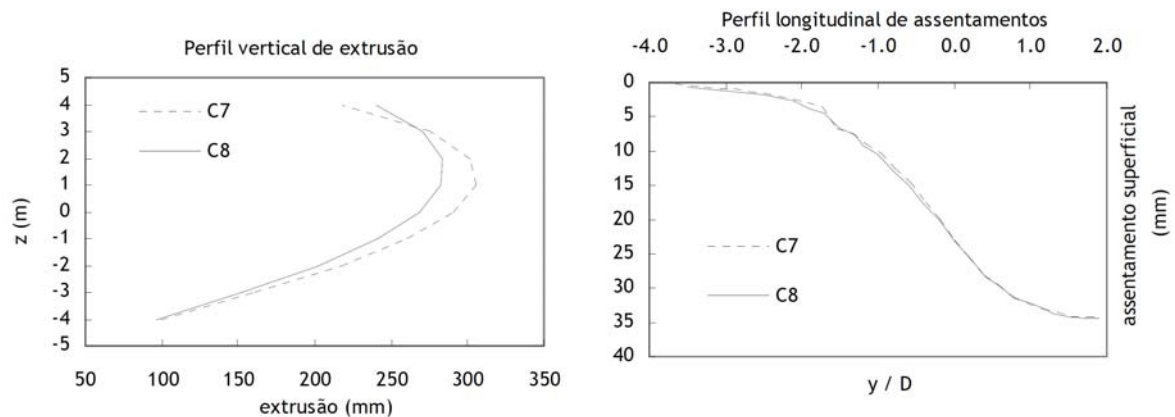


Figura 4. 14 - variação do perfil vertical de extrusão (esquerda) e do perfil longitudinal de assentamentos à superfície em função da extensão transversal da malha

Em seguida, e dado que as maiores diferenças surgem na extrusão (Figura 4. 12), experimentou-se refinar a malha localmente, na periferia da escavação (cálculo C9). Pensou-se na altura que o crescimento da extrusão com o refinamento pudesse estar de alguma forma relacionado com a distorção dos elementos da periferia da escavação, a qual seria mal simulada para malhas mais largas. Esta hipótese levou assim ao refinamento na direcção transversal que se representa na Figura 4. 15.

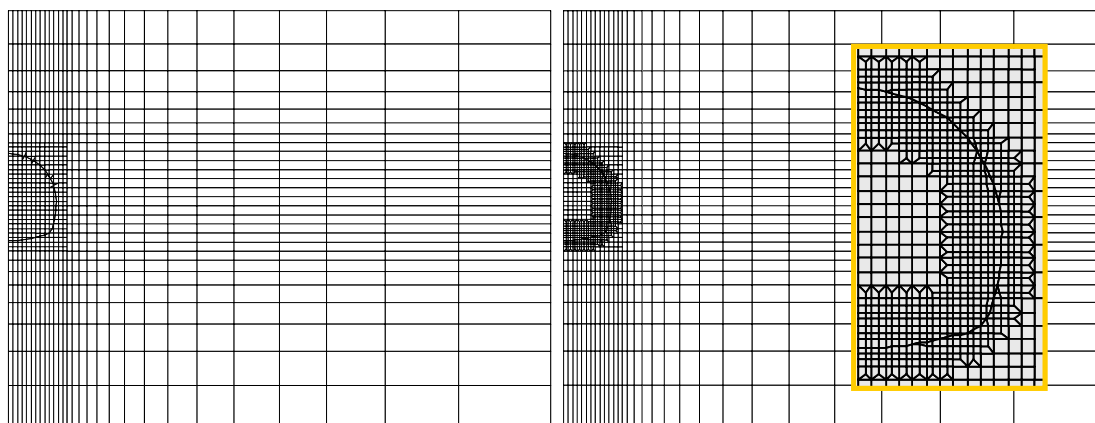


Figura 4. 15 - refinamento adoptado na periferia da escavação

Os resultados obtidos, que se representam na Figura 4. 16, sugerem que embora o refinamento na periferia da escavação introduza aumentos significativos nos valores dos deslocamentos, a forma do perfil vertical de extrusão (perfil normalizado) permanece inalterada. Fica assim excluída a hipótese de que a causa do aumento dos deslocamentos com o refinamento possa ser a distorção dos elementos periféricos.

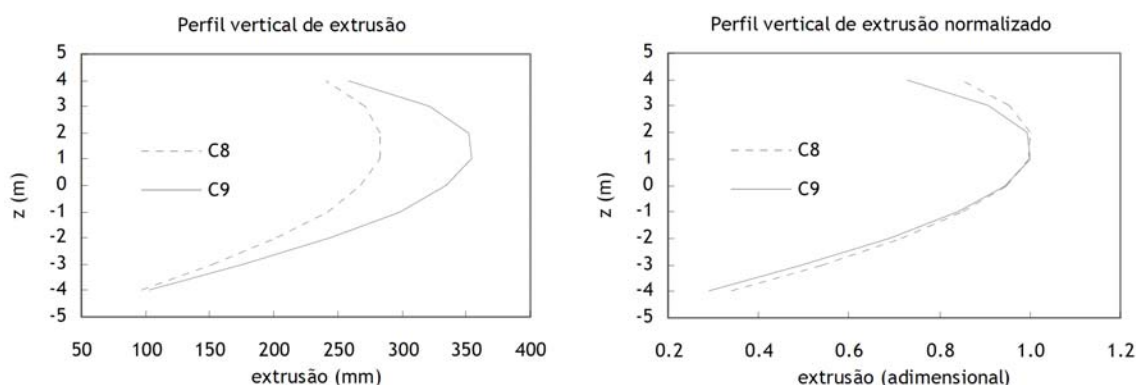


Figura 4. 16 - avaliação do impacto do refinamento da malha na periferia da escavação sobre os deslocamentos na frente

Pode-se então concluir que no que diz respeito ao plano transversal da malha não serão necessários ajustes ao plano correspondente à malha do cenário C7 uma vez que nem o cenário C8 nem o cenário C9 resolveram o problema.

O refinamento longitudinal, no entanto, aparenta assumir uma grande importância, provocando o aumento dos deslocamentos observados no maciço, em particular nas proximidades da frente de escavação.

Foi então realizada uma série de cálculos, com base no C7, em que se adoptou um perfil longitudinal crescentemente refinado, até se ter ultrapassado a capacidade de cálculo do equipamento disponível. De facto, quando se considerou uma dimensão longitudinal de 10 cm, não foi possível iniciar o cálculo. De qualquer forma não parece razoável adoptar uma dimensão tão pequena.

Verificou-se que os deslocamentos aumentaram continuamente com o refinamento da malha, o que sugeriu uma eventual situação de rotura da frente de escavação. O aumento do refinamento da malha diminui a força média aplicada em toda a zona sujeita a refinamento, uma vez que se os elementos são mais pequenos, então também a força neles aplicada será em média inferior. Apesar de, pelos mesmos motivos, também a força não equilibrada tender a diminuir em média, o que de facto tem relevância é o seu valor máximo, o qual ocorre numa zona da malha muito mais restrita. A conjugação de ambos os efeitos faz com que o mesmo valor do “mechanical ratio” corresponda a um critério de convergência mais exigente no caso de maior refinamento. Este critério de convergência mais exigente levará necessariamente a um maior valor dos deslocamentos calculados, caso se verifique a rotura da frente.

Procedeu-se assim à realização de uma nova série de cálculos, em que se foi apertando o valor da tolerância (“mechanical ratio”) até se atingir a rotura para o valor de $1e-6$, como se pode observar na Figura 4. 17.

Convém referir que já se tinha analisado anteriormente a importância do valor da tolerância (cenários C5 e C6) tendo-se constatado que o seu efeito sobre os deslocamentos calculados era pouco significativo. Ressalta assim que o valor do “mechanical ratio” otimizado é válido apenas para uma dada malha, sendo necessário reavaliá-lo sempre que se verifique alguma alteração significativa (neste caso a alteração foi o aumento do refinamento para o dobro).

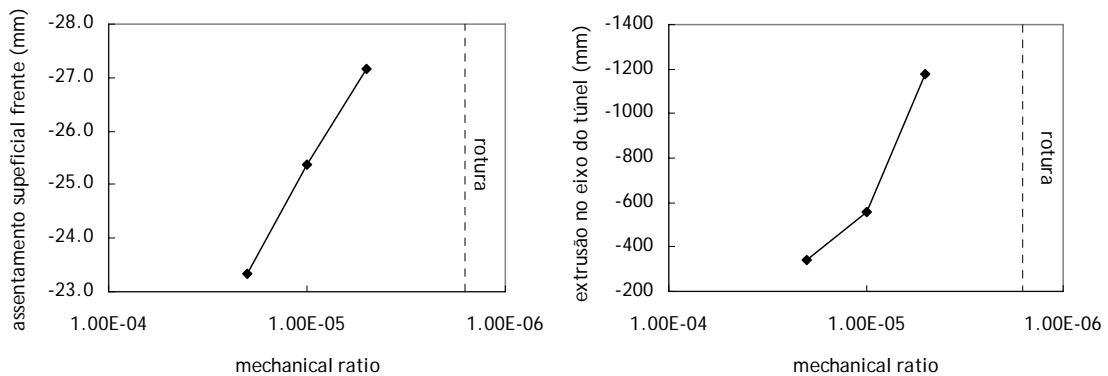


Figura 4. 17 - evolução dos deslocamentos em função do critério de convergência ($c = 10$ kPa)

Constatou-se assim que o valor inicialmente assumido para a coesão (10 kPa) não era suficiente para garantir a estabilidade da frente não reforçada. Optou-se então por aumentar o valor da coesão para 15 kPa e repetir a análise do efeito do valor da tolerância sobre os deslocamentos no maciço. Os resultados obtidos (Figura 4. 18) mostram que os deslocamentos estabilizam para um valor do “mechanical ratio” próximo de 5×10^{-6} .

Em função dos resultados obtidos, optou-se pela malha que se representa na Figura 4. 19, correspondente ao cenário C7, e por um critério de convergência definido por **mech ratio** = 5×10^{-6} .

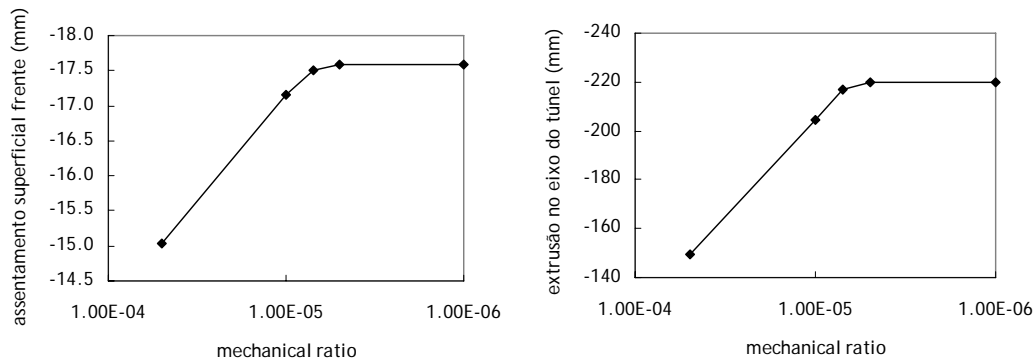


Figura 4. 18 - evolução dos deslocamentos em função do critério de convergência ($c = 15$ kPa)

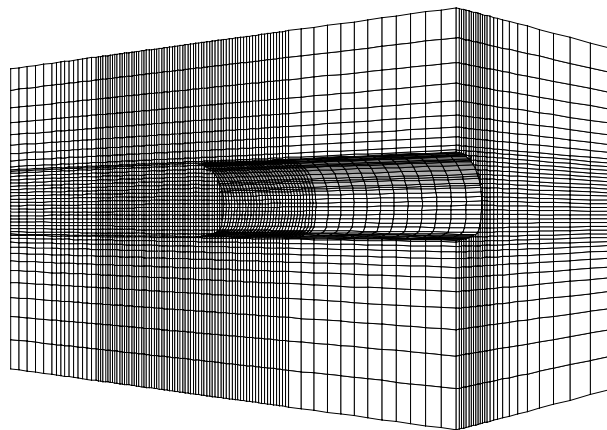


Figura 4. 19 - malha de diferenças finitas otimizada, adoptada nos estudos paramétricos

4.4. NOTA PRÉVIA SOBRE A FORMA DOS DESLOCAMENTOS SUPERFICIAIS CAUSADOS PELA ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS

No que diz respeito à previsão dos movimentos superficiais, quase todos os métodos se baseiam na hipótese de que aquela distribuição tem a forma de uma distribuição normal (curva de Gauss) invertida. Esta hipótese foi inicialmente postulada por Litwiniszyn (1956) e tem sido reforçada ao longo dos anos por inúmeros resultados de instrumentação de obras reais. Cording e Hansmire (1975) e Cording (1991) defendem que a sua validade apenas deve ser contestada nos casos em que os deslocamentos associados à escavação são muito elevados. Nestas condições o perfil transversal dos assentamentos superficiais afasta-se da forma da curva de Gauss, concentrando-se os movimentos na zona central da curva.

Com base na hipótese da distribuição normal invertida, o assentamento em qualquer ponto da curva à distância x do eixo de simetria, $\delta_v(x)$, pode ser calculado como

$$\delta_v(x) = \delta_{v_{\max}} \cdot \exp\left(-x^2 / 2.i_x^2\right), \quad (4-2)$$

em que $\delta_{v \max}$ é o assentamento máximo, sobre o eixo de simetria, e i_x é o valor de x correspondente ao ponto de inflexão da curva. O ponto de inflexão corresponde ao ponto em que a distorção angular (declive) é máxima e onde ocorre um assentamento de $0,606\delta_{v \max}$.

Os assentamentos superficiais são acompanhados por deslocamentos horizontais, os quais são em geral menores do que 50% do deslocamento vertical máximo registado.

A previsão do perfil transversal de deslocamentos horizontais é usualmente feita com base na premissa de que os movimentos de todas as partículas do maciço são dirigidos para o centro do túnel, obtendo-se,

$$\delta_h(x) = \frac{x \cdot \delta_v(x)}{H}, \quad (4-3)$$

em que H é a profundidade do eixo do túnel. Com base na previsão referida, constata-se que os deslocamentos horizontais à superfície são nulos sobre o eixo de simetria e os seus valores máximos se registam nos pontos de inflexão da curva de distribuição normal que representa os assentamentos superficiais.

Os parâmetros que permitem definir as curvas de assentamentos e de deslocamentos horizontais à superfície, $\delta_{v \max}$ e i_x , são usualmente estimados a partir de correlações estatísticas, baseadas em casos históricos, e fazendo uso, quando muito, de uma descrição qualitativa do solo.

Tendo como base uma série de casos históricos tabelados, Yeats (1985) e Attewell et al. (1986) aconselham valores de V_a (volume da bacia de subsidência por unidade de comprimento de túnel) variáveis entre 1 e 5% do volume de solo escavado para o caso do nível da água se encontrar abaixo da zona de influência da escavação. Para solos dilatantes e com boas condições de construção Attewell (1978) e O'Reilly et al. (1991) limitam aqueles valores a 1-2%. O volume da bacia de subsidência obtém-se a partir do integral dos assentamentos à superfície, mostrando-se facilmente que,

$$V_a = 2,5\delta_{v \max} \cdot i_x. \quad (4-4)$$

No que diz respeito à estimativa da largura da bacia de subsidência, são várias as propostas que têm sido feitas, referindo-se aqui uma das mais recentes, segundo O'Reilly e New (1982), aplicável a areias:

$$i_x(m) = 0,28H - 0,1. \quad (4-5)$$

Para efeitos práticos os mesmos autores sugerem,

$$i_x(m) = k \cdot H, \quad (4-6)$$

com k dependente do tipo de solo e a variar entre 0,2 e 0,3 para as areias. Resultados posteriormente compilados por Mair e Taylor (1997) sugerem uma variação entre 0,25 e 0,45.

Quanto ao perfil longitudinal de assentamentos, a hipótese de que o perfil transversal tem a forma de uma curva de distribuição normal sugeriu que aquele pudesse ser definido através de uma função de probabilidade cumulativa (Attewell e Woodman, 1982). Esta função define a probabilidade de uma variável aleatória Y ter um valor menor que y e representa-se como:

$$\Phi(y) = \int_{-\infty}^y \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi} \cdot i_y} \cdot \exp\left[-\frac{(y - \mu_y)^2}{2 \cdot i_y^2}\right] dy, \quad (4-7)$$

onde i_y e μ_y são os parâmetros (desvio padrão e média) caracterizadores da variável aleatória.

Considerando que o assentamento à superfície vale δ_{vmax} para $y = \infty$ e 0 para $y = -\infty$, a previsão do assentamento a uma distância y da frente de escavação, com base na função de probabilidade cumulativa, fornece a expressão:

$$\delta_v(y) = \delta_{vmax} \cdot [1 - \Phi(y)] \quad (4-8)$$

No que concerne ao valor da média, os autores sugeriram um valor de $\mu_y = 0$ no caso de túneis abertos em argilas rijas e sem suporte na frente. Este valor corresponde a considerar que metade do valor máximo do assentamento ocorre aquando da passagem da frente. Caso o túnel seja construído em argilas moles e com recurso à aplicação de uma pressão na frente, o assentamento aquando da passagem da frente desce para 30 a 40% do valor máximo, o que corresponde a valores de μ_y inferiores a zero (Attewell e Woodman, 1982).

No caso do desvio padrão i_y , admite-se geralmente que é igual a i_x . Segundo Attewell et al. (1986) os perfis observados em obra são geralmente mais extensos que os calculados com base na hipótese $i_y = i_x$, originando menores distorções angulares, o que faz com que a hipótese considerada esteja do lado da segurança, embora não traduza correctamente o comportamento observado.

4.5. ESCAVAÇÃO NÃO REFORÇADA

Neste ponto pretendeu-se avaliar a propagação da plastificação e os deslocamentos a ela associados no caso do problema base anteriormente definido. Adoptaram-se todos os parâmetros referidos em 4.2, à excepção do valor da coesão efectiva o qual subiu para 15 kPa de acordo com as observações do ponto 4.3. Não foi considerado qualquer reforço da frente de escavação.

Procedeu-se ainda à comparação da solução do problema base com outras soluções obtidas por alteração de algumas das características mecânicas do maciço.

4.5.1. PROBLEMA BASE

A Figura 4. 20 evidencia a propagação de uma zona plastificada bastante extensa, atingindo um desenvolvimento máximo de 6,0 m na direcção longitudinal.

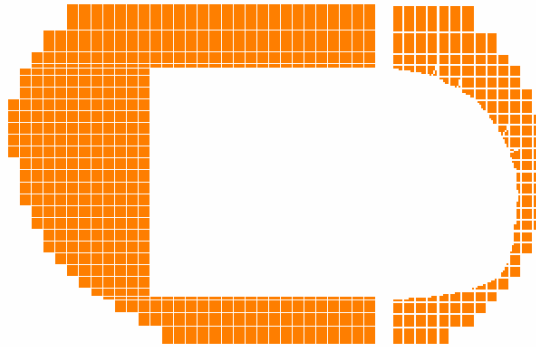


Figura 4. 20 – evolução da zona plastificada na frente de escavação na direcção longitudinal (esquerda) e no plano transversal (direita)

O desenvolvimento da zona plastificada é consequência directa da retirada do solo de dentro da geometria do corte, estando intimamente relacionada com o movimento do maciço envolvente em direcção à abertura criada.

Uma vez que o revestimento é activado a 0,5 m de distância da frente de escavação, os deslocamentos ocorrem predominante na frente, traduzindo-se pela extrusão desta.

Na Figura 4. 21 representa-se o perfil vertical de extrusão, sendo notório que o valor máximo observado atinge cerca de 225 mm e ocorre pouco acima do eixo longitudinal do túnel.

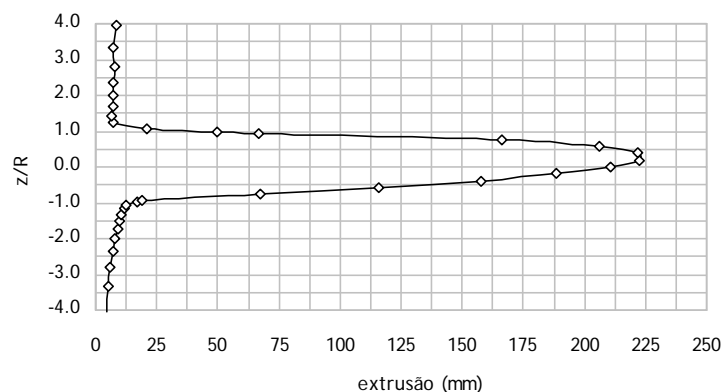


Figura 4. 21 – perfil vertical de extrusão

A partir da frente de corte os movimentos do maciço tendem a propagar-se, daí resultando, no caso de túneis superficiais, a aparição na superfície do terreno de deslocamentos verticais e horizontais.

Na Figura 4. 22 representam-se os perfis transversais de assentamentos e de deslocamentos horizontais à superfície obtidos para o problema base e na Figura 4. 23 o perfil longitudinal de assentamentos ao

eixo. As linhas contínuas resultam da aproximação dos assentamentos medidos por uma expressão semelhante à (4-2), da aplicação directa da expressão (4-3) e do ajuste dos valores observados por uma expressão do género da (4-8).

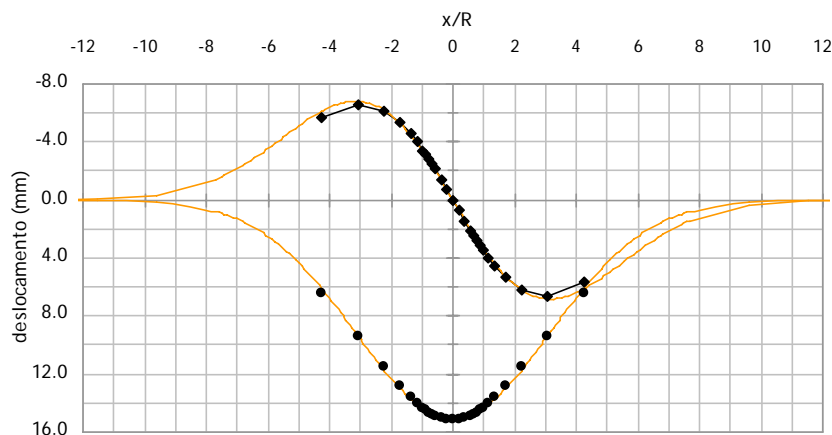


Figura 4. 22 – perfis transversais de assentamentos e deslocamentos horizontais aquando da passagem da frente de escavação

Verifica-se que o perfil transversal de assentamentos superficiais determinado é bem aproximado por uma curva de Gauss invertida e que a relação sugerida entre os assentamentos e os deslocamentos horizontais (expressão (4-3)) se mantém válida.

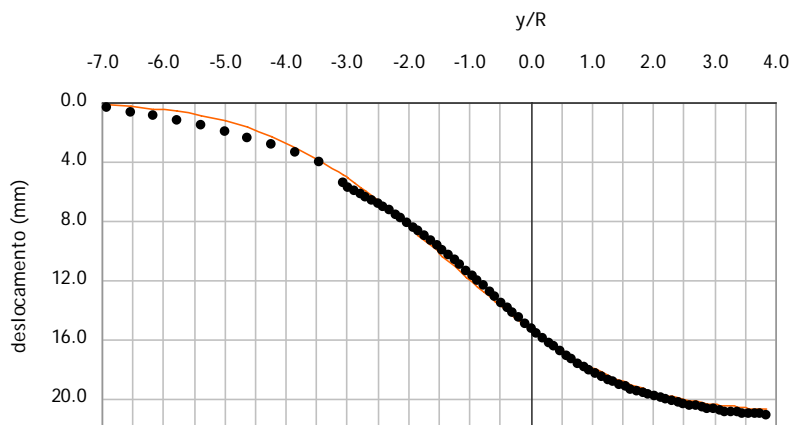


Figura 4. 23 – perfil longitudinal de assentamentos no eixo

No que diz respeito ao perfil longitudinal, os valores do desvio padrão e da média que proporcionam o melhor ajuste da curva aos valores observados são respectivamente $i_y = 11,83$ e $\mu_y = 7,34$. O facto de μ_y ser superior a zero, contrariamente ao sugerido por outros autores (Attewell e Woodman, 1982) justifica-se pelo fecho do revestimento ocorrer a apenas 50 cm de distância da frente. A rapidez de instalação do suporte resulta na diminuição significativa da percentagem do assentamento total que ocorre após a passagem da frente. Por outro lado, a obtenção de um i_y inferior a i_x (16,87), de que resulta um perfil menos extenso do que o previsto, prende-se também com o fecho quase imediato do suporte provisório. O mesmo facto é ainda responsável pela obtenção de um volume da bacia de

subsistência (expressão (4-4)) inferior a 1%, o qual vem usualmente associado a solos dilatantes e a construção de grande qualidade.

É particularmente em ambiente urbano que se torna fundamental controlar as deformações à superfície atrás referidas, uma vez que estas podem causar danos quer nas infra-estruturas urbanas quer em edifícios existentes. No que diz respeito a esta problemática, assumem particular importância não os valores absolutos dos deslocamentos, mas sim a sua variação espacial.

A derivada do perfil transversal de assentamentos em ordem a x (distância ao eixo de simetria da escavação) designa-se por distorção angular β . A derivada do perfil transversal de deslocamentos horizontais fornece a deformação horizontal, ε_h . Verifica-se que, enquanto que a distorção angular assume sempre um sinal positivo, a deformação horizontal é de compressão na região compreendida entre os pontos de inflexão e de tracção na região exterior. É sobre o eixo vertical de simetria do túnel que é máxima a deformação de compressão, ocorrendo a tracção máxima a uma distância daquele de $i_x \cdot \sqrt{3}$.

Na Figura 4. 24 representa-se as deformações à superfície obtidas para o problema base. As linhas contínuas foram obtidas a partir das derivadas em ordem a x das expressões (4-2) e (4-3).

Observa-se uma excelente proximidade entre as curvas previstas e as medidas, reforçando-se assim a validade das expressões, já anteriormente constatada.

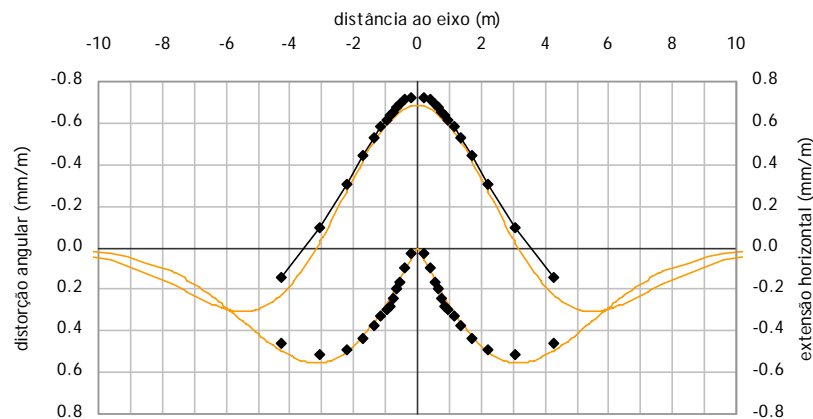


Figura 4. 24 –perfis transversais de distorção angular e extensão horizontal à superfície aquando da passagem da frente de escavação

As duas deformações combinadas dão origem à maior parte dos danos observados à superfície em estruturas existentes. Boscardin e Cording (1989) procederam à avaliação destes, relacionando-os com a ocorrência de movimentos bruscos no terreno e admitindo que eles são função da máxima extensão desenvolvida nas paredes das estruturas, sendo aquela dependente não só da distorção mas também das deformações horizontais. O critério foi estabelecido simulando a estrutura como uma viga parede equivalente, simplesmente apoiada, com propriedades elásticas compatíveis com paredes de alvenaria e com uma altura igual ao seu comprimento. Usualmente o critério é aplicado com base nos valores máximos atingidos pelos parâmetros presentemente em estudo, os quais podem ser calculados como:

$$\beta_{\max} = 0,606 \cdot \delta_{v \max} / i_x, \quad (4-9)$$

$$\varepsilon_{h \max} = 0,233 \cdot \delta_{v \max} / i_x . \quad (4-10)$$

Na presente análise optou-se por uma abordagem alternativa, avaliando os danos previstos para vários pontos distribuídos ao longo do perfil transversal, por intermédio da atribuição a cada distância x ao eixo de um par de valores (β, ε_h) . Assim, cada cenário avaliado é representado por uma linha inserida no ábaco de Boscardin e Cording (1989), tal como se pode observar na Figura 4. 25 e na Figura 4. 26.

Verifica-se que a gravidade dos danos observados é máxima sobre o eixo do túnel, apesar de aí se observarem distorções angulares nulas, diminuindo em direcção às extremidades da bacia. Esta observação sugere que as extensões horizontais são mais danosas para as estruturas subjacentes do que as distorções angulares.

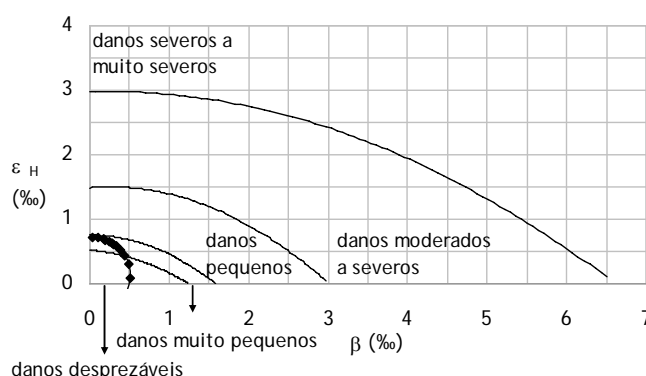


Figura 4. 25 – danos previstos à superfície, segundo Boscardin e Cording (1989), aquando da passagem da frente

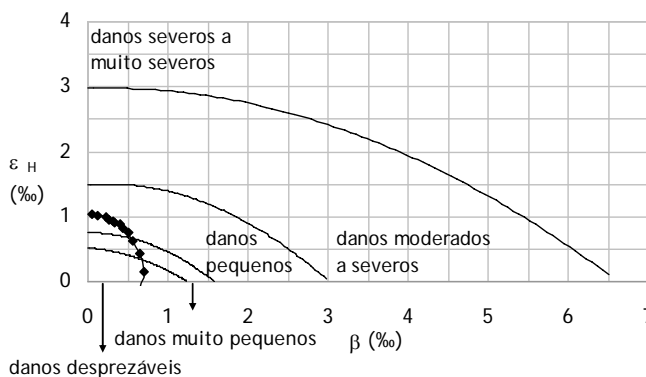


Figura 4. 26 – danos previstos à superfície, segundo Boscardin e Cording (1989), no final da escavação

4.5.2. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DAS CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DO MACIÇO

Procedeu-se neste ponto à comparação da solução do problema base anteriormente definido (4.5.1) com outras soluções obtidas por alteração de algumas das características mecânicas do maciço. Foram definidos onze cenários distintos que se resumem no Quadro 4. 5 e que permitiram avaliar a importância relativa de cada parâmetro analisado. O parâmetro σ_T é a pressão mínima de suporte que

deve ser aplicada na frente de escavação de forma a evitar o seu colapso. Caso a frente seja autoportante, naturalmente vem $\sigma_T = 0$.

Quadro 4. 5 – cenários avaliados

Cenário	ϕ' (°)	ψ'/ϕ'	c' (kPa)	K_0	E_s^{int} (MPa)	σ_T (kPa)
C1	34	$\frac{1}{4}$	15	1,00	50	0,0
C2	34	$\frac{1}{4}$	15	1,00	100	0,0
C3	34	$\frac{1}{4}$	15	1,00	25	0,0
C4	34	$\frac{1}{4}$	15	1,00	150	0,0
C5	34	$\frac{1}{8}$	15	1,00	50	0,0
C6	34	$\frac{1}{4}$	15	0,70	50	0,0
C7	34	$\frac{1}{4}$	15	0,40	50	0,0
C8	34	$\frac{1}{4}$	25	1,00	50	0,0
C9	30	$\frac{1}{4}$	15	1,00	50	1,4
C10	38	$\frac{1}{4}$	15	1,00	50	0,0

4.5.2.1. Efeito da variação do módulo de deformabilidade do estrato intermédio

A avaliação do efeito do módulo de deformabilidade do estrato intermédio, E_s^{int} , foi feita através da conjugação e comparação dos resultados associados aos cenários C1, C2, C3 e C4. Este parâmetro variou entre o valor correspondente à camada superior mais deformável (25 MPa) e o valor da camada inferior (150 MPa).

O módulo de deformabilidade tem um efeito preponderante sobre a componente elástica dos deslocamentos, não apresentando no entanto nenhuma relação com a componente plástica dos mesmos. Desta forma não tem qualquer efeito sobre a extensão da mancha de plastificação, a qual não sofre alterações relativamente ao representado na Figura 4. 20.

Tal como foi referido, prevêem-se todavia significativas discrepâncias nos valores observados para os deslocamentos, dada a forte dependência que a componente elástica dos deslocamentos apresenta em relação a este parâmetro.

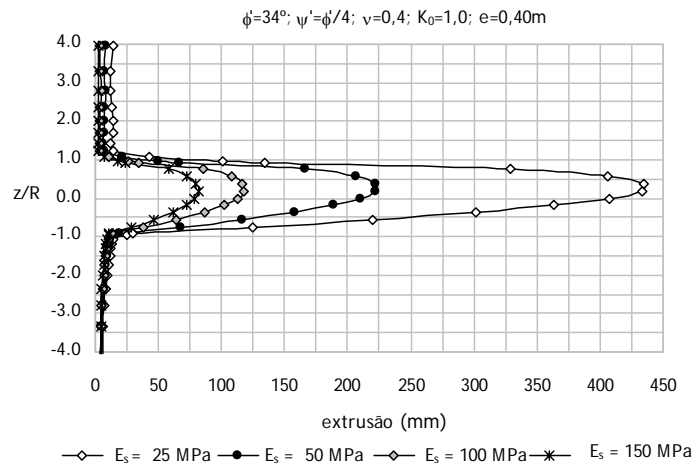


Figura 4. 27 – efeito do módulo de deformabilidade sobre os perfis verticais de extrusão

A Figura 4. 27 evidencia esta dependência, mostrando que o aumento do valor do módulo de deformabilidade de 25 MPa para um valor quatro vezes superior (100 MPa) permite diminuir o valor máximo da extrusão na frente de escavação para um valor quase quatro vezes inferior. Esta relação indicia também que, para os parâmetros resistentes analisados, a componente plástica dos deslocamentos é pequena e seguramente inferior à componente elástica.

No que diz respeito aos assentamentos à superfície, representam-se na Figura 4. 28 os perfis transversais e na Figura 4. 29 os perfis longitudinais.

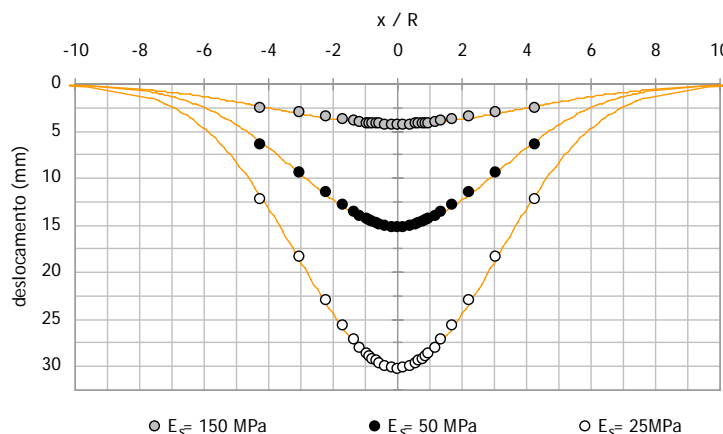


Figura 4. 28 – efeito do módulo de deformabilidade sobre os perfis transversais de assentamentos aquando da passagem da frente de escavação

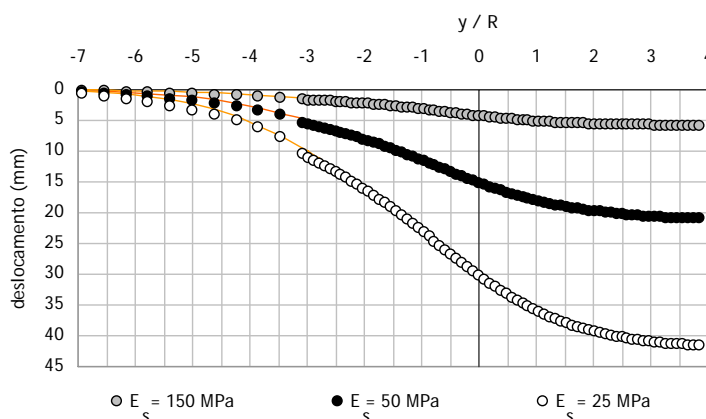


Figura 4. 29 – efeito do módulo de deformabilidade sobre os perfis longitudinais de assentamentos

A observação dos perfis e a análise dos parâmetros numéricos que os definem (Quadro 4. 6) permitem constatar que, embora os valores absolutos dos deslocamentos sejam fortemente dependentes da deformabilidade do estrato intermédio (E_s^{int}), a forma dos perfis longitudinais é constante para qualquer valor deste parâmetro, ocorrendo cerca de 73% do deslocamento total até à passagem da frente de escavação.

A forma dos perfis transversais aparentemente também será independente da deformabilidade embora a largura da bacia seja maior no caso em que $E_s^{\text{int}} = 150$ MPa. Esta variação poderá estar relacionada com o valor extremamente reduzido dos deslocamentos observados. De facto, qualquer valor residual

numérico que esteja associado, por exemplo, a um efeito de fronteira, assumirá uma maior importância neste cenário, o que se reflectirá necessariamente no ajuste dos valores observados por uma curva de Gauss.

Quadro 4. 6 – efeito do módulo de deformabilidade sobre os parâmetros numéricos dos perfis à superfície

Cenário	perfil longitudinal		perfil transversal passagem frente		perfil transversal final escavação	
E_s^{int} (MPa)	μ_v	i_v (m)	$\delta_{v\max}$ (mm)	i_x (m)	$\delta_{v\max}$ (mm)	i_x (m)
25	7,3	11,8	30,1	16,2	41,4	16,6
50	7,2	12,0	15,1	16,4	20,8	16,9
150	7,4	12,0	4,2	20,5	5,7	21,4

No que diz respeito aos assentamentos à superfície, a influência do valor do módulo de deformabilidade faz-se sentir de modo semelhante ao descrito para os perfis verticais de extrusão. De facto, a consideração de um módulo de deformabilidade duas vezes inferior ao módulo de deformabilidade do cenário base leva a que o assentamento máximo observado passe para o dobro.

No que diz respeito aos danos à superfície, de acordo com o critério de Boscardin e Cording (1989), observam-se naturalmente melhorias muito significativas associadas ao aumento do módulo de deformabilidade, as quais se qualificam na Figura 4. 30. Se para um módulo de deformabilidade de 25 MPa se chegam a observar “danos moderados a severos” no alinhamento do eixo de escavação, em contraponto ao módulo de deformabilidade de 100 MPa correspondem danos “desprezáveis” em todo o alinhamento transversal.

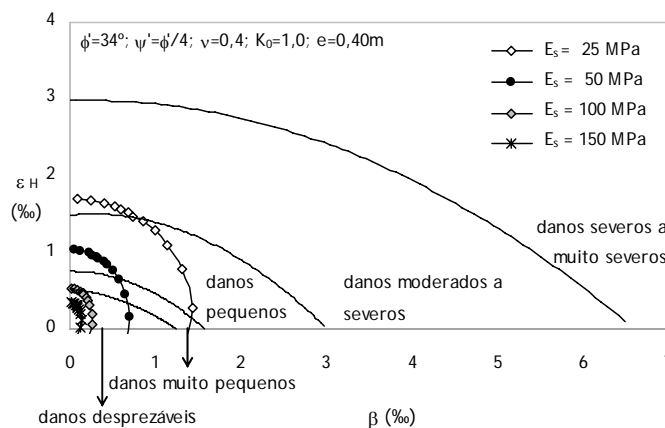


Figura 4. 30 – efeito do módulo de deformabilidade sobre os danos à superfície

Os resultados obtidos mostram que o valor do módulo de deformabilidade do estrato intermédio tem um impacto muito significativo sobre os deslocamentos do maciço e danos observados. Este impacto prende-se naturalmente com a sua influência sobre a componente elástica dos deslocamentos pelo que a sua importância relativa será altamente dependente dos parâmetros resistentes do maciço.

4.5.2.2. Efeito do coeficiente de impulso em repouso

Genericamente designa-se por coeficiente de impulso a relação entre as tensões efectivas horizontal e vertical actuantes num dado ponto do maciço. Nas situações em que as solicitações são aplicadas aos maciços sem que ocorram deformações horizontais, como quando se formam maciços pela sobreposição de novas camadas, diz-se que o estado de tensão é de repouso e designa-se por coeficiente de impulso em repouso o coeficiente associado a esse estado de tensão.

Na Figura 4. 31 representa-se o efeito da variação deste parâmetro sobre a extensão da zona plastificada. A comparação foi feita com base nos cenários C1, C6 e C7.

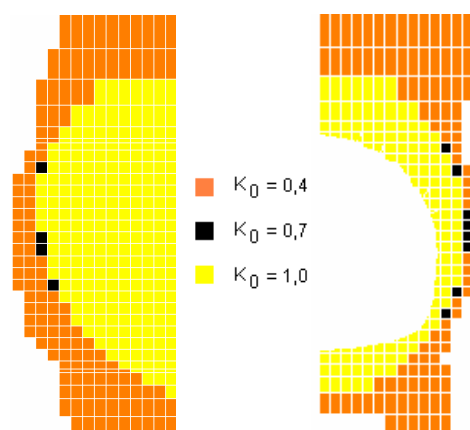


Figura 4. 31 – efeito do coeficiente de impulso em repouso sobre a extensão da zona plastificada na frente de escavação na direcção longitudinal (esquerda) e no plano transversal (direita)

Os resultados mostram que a diminuição do coeficiente de impulso propicia a propagação da mancha plastificada. De facto, um menor valor do coeficiente de impulso resulta num valor inicial da tensão de corte em cada elemento mais elevado, o que faz com que as trajectórias de tensão se iniciem mais próximo da envolvente de rotura (Figura 4. 32), atingindo-a prematuramente.

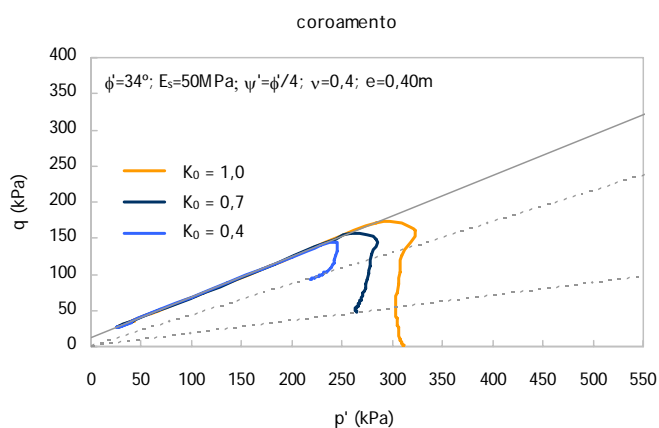


Figura 4. 32 – efeito do coeficiente de impulso em repouso sobre as trajectórias de tensão no coroamento

Em face do exposto, esperar-se-ia que os deslocamentos observados no maciço diminuíssem com o aumento do K_0 . No entanto, no que diz respeito aos perfis de extrusão verticais, observa-se uma evolução contrária à prevista (Figura 4. 33).

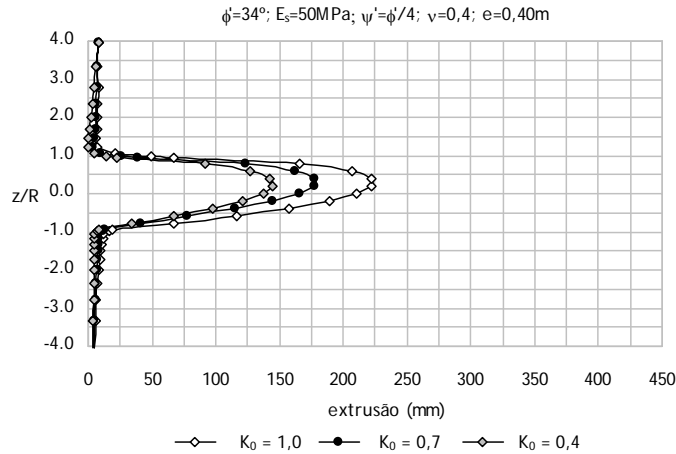


Figura 4. 33 – efeito do coeficiente de impulso em repouso sobre os perfis verticais de extrusão

Esta inversão do comportamento previsto justifica-se com base na variação da componente elástica do deslocamento. De facto, embora a componente plástica venha naturalmente acrescida quando o coeficiente de impulso diminui, em contrapartida o grau de desconfinamento associado ao processo de escavação sofre uma redução. O grau de desconfinamento tem um efeito sobre a componente elástica do deslocamento semelhante ao do valor do módulo de deformabilidade, analisado em 4.5.2.1.

A Figura 4. 34 mostra como os dois efeitos associados ao aumento do parâmetro K_0 se combinam de forma a, globalmente, produzirem o aumento da extrusão média na frente de escavação.

A linha a cor-de-laranja representa uma série de cálculos em que apenas se variou o módulo de deformabilidade da camada intermédia do maciço, mantendo-se assim constante a componente plástica do deslocamento (4.5.2.1). A tendência observada permite concluir, tal como seria de esperar, que a componente elástica (a única que varia na série de cálculos representada) aumenta com o aumento do parâmetro K_0/E . De um modo geral, aumentando K_0 aumenta a carga aplicada na frente aquando da escavação e diminuindo E aumenta a deformabilidade do maciço o que acarreta também um crescimento da componente elástica da deformação.

A linha representada a azul resulta da presente série de cálculos, tendo-se mantido o valor do módulo de deformabilidade e variado o parâmetro K_0 . O afastamento que se observa entre as duas linhas representadas prende-se com a variação da componente plástica do deslocamento resultante da variação do coeficiente de impulso. A consideração de um valor mais baixo para K_0 induz uma componente plástica maior, traduzindo-se num afastamento mais significativo entre as linhas laranja e azul.

Verifica-se assim que o aumento do coeficiente de impulso em repouso provoca simultaneamente um aumento da componente elástica do deslocamento e uma diminuição da componente plástica. Da conjugação dos dois efeitos resulta, no que diz respeito ao perfil de extrusão na frente de escavação e no âmbito dos parâmetros de deformabilidade e resistência analisados, o aumento do deslocamento total, uma vez que o efeito sobre a componente elástica é preponderante.

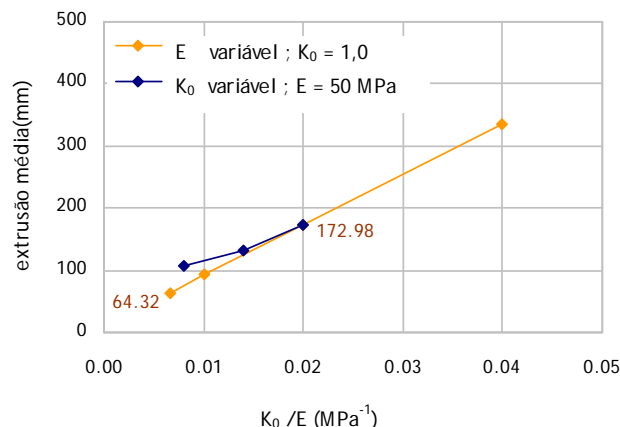


Figura 4. 34 – efeito da propagação da plastificação sobre o valor médio da extrusão

Na Figura 4. 35 e na Figura 4. 36 representa-se o efeito do coeficiente de impulso em repouso respectivamente sobre os perfis transversais e os perfis longitudinais de assentamentos à superfície.

A análise dos perfis e dos parâmetros numéricos que os caracterizam (Quadro 4. 7) evidencia uma tendência contrária à observada no caso dos perfis verticais de extrusão, verificando-se que o aumento do coeficiente do impulso em repouso é responsável pela diminuição dos valores absolutos dos deslocamentos do maciço.

Também a forma dos perfis sofre alterações. O aumento do valor do coeficiente de impulso em repouso provoca em simultâneo o alargamento do perfil transversal de assentamentos, o aumento da percentagem do assentamento total que ocorre antes da passagem da frente de escavação e a obtenção de perfis longitudinais mais extensos.

Estas observações estão de acordo com as que foram anteriormente feitas por Almeida e Sousa (1998), que sugere que o aumento do K_0 conduz a uma redução dos valores máximos dos assentamentos e dos deslocamentos horizontais à superfície e a um aumento da largura da faixa do terreno afectada pela escavação, com a consequente redução significativa dos gradientes máximos das respectivas curvas.

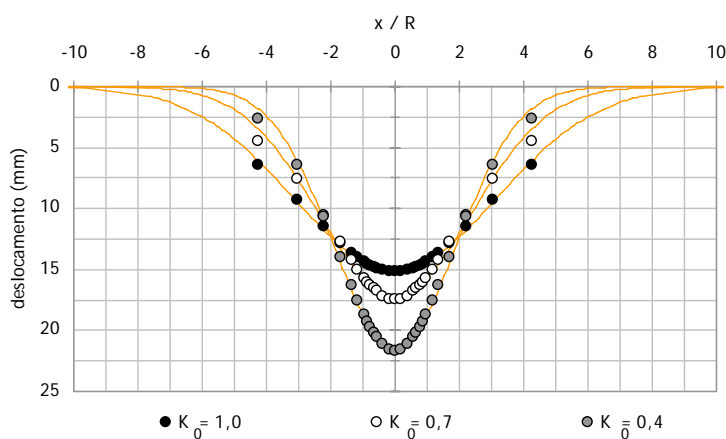


Figura 4. 35 – efeito do coeficiente de impulso em repouso sobre os perfis transversais de assentamentos aquando da passagem da frente de escavação

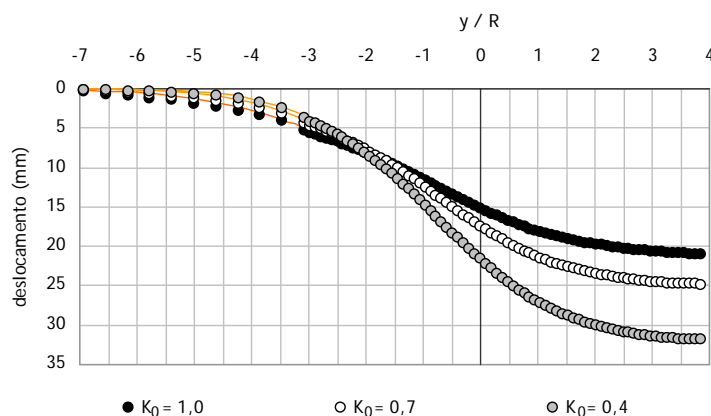


Figura 4. 36 – efeito do coeficiente de impulso em repouso sobre os perfis longitudinais de assentamentos

Quadro 4. 7 – efeito do coeficiente de impulso em repouso sobre os parâmetros numéricos dos perfis à superfície

Tabela 7 – efeito da coincidência de impacto em repouso sobre os parâmetros numéricos dos perfis transversais						
Cenário	perfil longitudinal		perfil transversal passagem frente		perfil transversal final escavação	
K_0	μ_v	i_v (m)	$\delta_{v\max}$ (mm)	i_x (m)	$\delta_{v\max}$ (mm)	i_x (m)
0,4	4,3	9,4	21,4	10,0	31,5	10,0
0,7	5,5	10,3	17,1	12,4	24,4	12,4
1,0	7,2	12,0	15,1	16,4	20,8	16,9

A observação da Figura 4. 37, reforça o que foi atrás exposto. Através de um raciocínio semelhante ao que foi feito para os valores da extrusão, verifica-se que a diminuição observada na componente plástica com o aumento do K_0 é suficiente para compensar o aumento da componente elástica, invertendo-se assim a tendência constatada no caso dos valores da extrusão na frente de escavação.

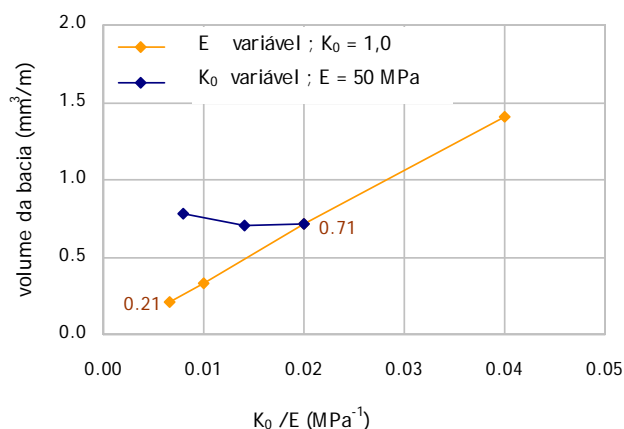


Figura 4. 37 – efeito da propagação da plastificação sobre o volume da bacia de assentamentos

No que diz respeito aos danos previstos à superfície, verifica-se que a diminuição do coeficiente de impulso se traduz num aumento dos danos previsíveis (Figura 4. 38), o que está directamente relacionado com o crescimento significativo dos gradientes máximos dos perfis de assentamentos anteriormente constatado.

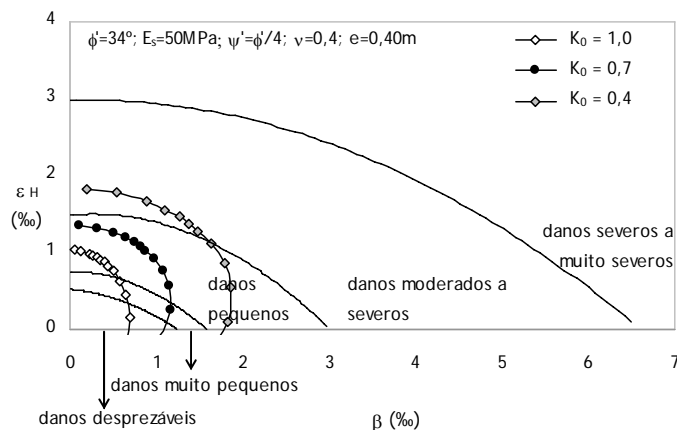


Figura 4. 38 – efeito do coeficiente de impulso em repouso sobre os danos à superfície

Resumindo o que atrás foi exposto, concluiu-se que o aumento do valor do coeficiente de impulso em repouso, no âmbito dos parâmetros geométricos, resistentes e de deformabilidade analisados, provoca a diminuição dos danos previsíveis à superfície e o aumento do valor médio da extrusão na frente de escavação.

4.5.2.3. Efeito da variação do ângulo de atrito do maciço

Para um maciço regido pelo critério de rotura de Mohr – Coulomb, os dois parâmetros que definem a sua resistência ao corte são o ângulo de atrito interno, ϕ , e a coesão, c . Torna-se assim indispensável avaliar a contribuição de ambos para a estabilidade da frente de escavação.

No que diz respeito ao ângulo de atrito, variou-se o seu valor de base de 34° em cerca de 10%. Os valores avaliados foram assim 30° , 34° e 38° . Nenhum dos valores referidos se afasta daquilo que é corrente encontrar nos solos residuais do granito no Norte de Portugal. Os gráficos e conclusões apresentados baseiam-se na análise e comparação dos cenários C1, C9 e C10.

Na Figura 4. 39 representa-se a evolução da mancha plastificada em função do valor considerado para o ângulo de atrito. A consideração de um ângulo de 30° não produz uma frente autoportante pelo que foi necessário aplicar-lhe uma pressão de suporte de 1,4 kPa.

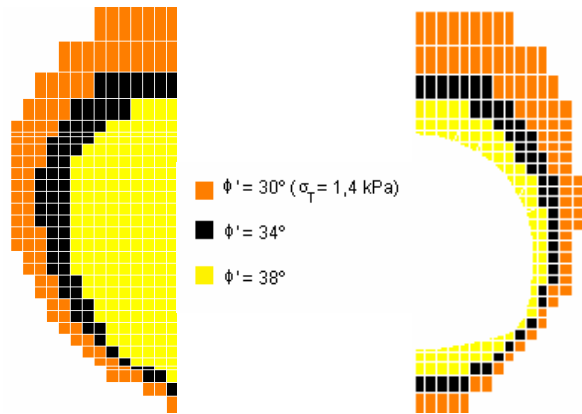


Figura 4. 39 – efeito do valor do ângulo de atrito sobre a extensão da zona plastificada na frente de escavação na direcção longitudinal (esquerda) e no plano transversal (direita)

Verifica-se (Figura 4. 39) que o valor considerado para o parâmetro ϕ tem uma influência preponderante sobre a extensão da zona plastificada, tal como se esperava. De facto, a alteração do valor do ângulo de atrito tem um efeito directo sobre a envolvente de rotura, como se pode observar nas trajectórias de tensão representadas na Figura 4. 40.

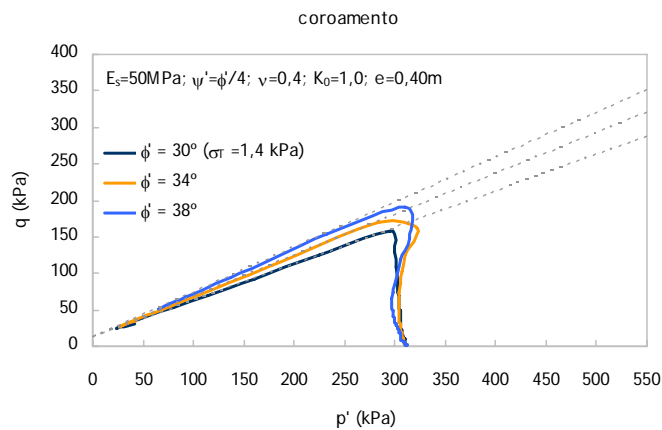


Figura 4. 40 – efeito do valor do ângulo de atrito sobre as trajectórias de tensão no coroamento

A representação dos perfis de extrusão verticais (Figura 4. 41) evidencia que a diminuição do ângulo de atrito em 10% provoca, em média, um aumento do deslocamento longitudinal máximo na frente de escavação de cerca de 50%.

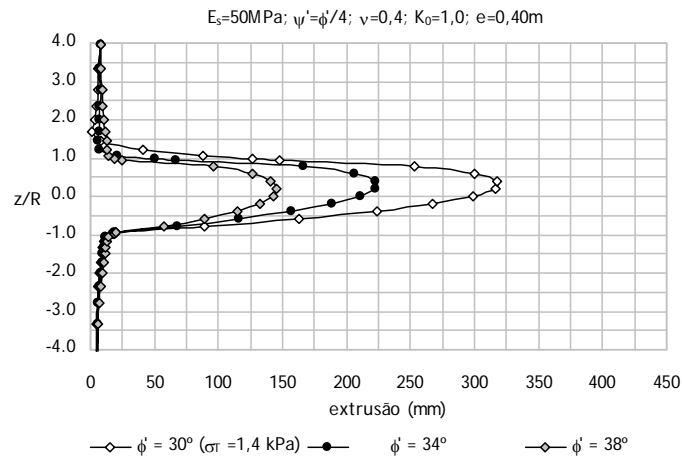


Figura 4. 41 – efeito do valor do ângulo de atrito sobre os perfis verticais de extrusão

A Figura 4. 42 evidencia a influência do ângulo de atrito sobre o perfil transversal de assentamentos. O Quadro 4. 8 resume os parâmetros numéricos que caracterizam os perfis. Verifica-se que um menor ângulo de atrito é responsável pelo aumento considerável do valor dos assentamentos.

No que diz respeito aos perfis longitudinais (Figura 4. 43) observa-se, para valores decrescentes do parâmetro em análise, uma diminuição significativa da percentagem do assentamento total que ocorre até à passagem da frente de escavação. A extensão do perfil aparenta no entanto ser independente do valor do ângulo de atrito.

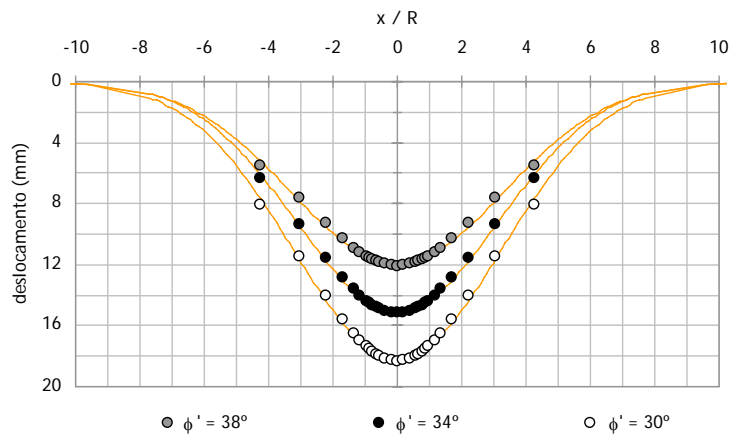


Figura 4. 42 – efeito do valor do ângulo de atrito sobre os perfis transversais de assentamentos aquando da passagem da frente de escavação

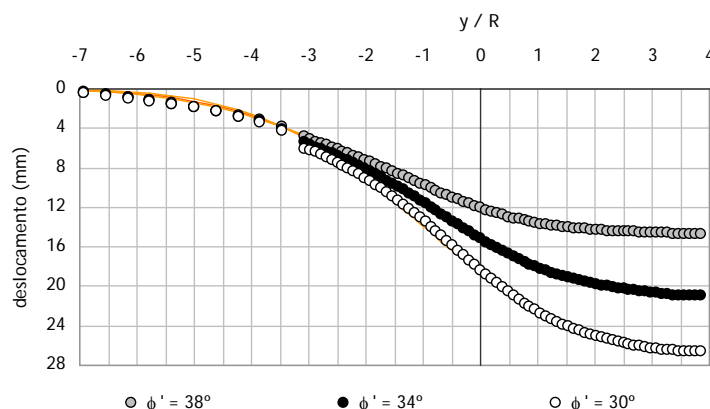


Figura 4. 43 – efeito do valor do ângulo de atrito sobre os perfis longitudinais de assentamentos

Quadro 4. 8 – efeito do valor do ângulo de atrito sobre os parâmetros numéricos dos perfis à superfície

Cenário	perfil longitudinal		perfil transversal passagem frente	perfil transversal final escavação		
$\phi' (^{\circ})$	μ_v	i_v (m)	$\delta_{v\max}$ (mm)	i_x (m)	$\delta_{v\max}$ (mm)	i_x (m)
30°	5,9	11,4	18,2	16,8	26,4	16,9
34°	7,2	12,0	15,1	16,4	20,8	16,9
38°	10,5	11,6	12,0	17,2	14,6	18,4

A conjugação dos efeitos descritos sobre os perfis de assentamentos tem um impacto significativo sobre os danos à superfície, verificando-se que o aumento do ângulo de atrito de 30° para 38° permite passar de uma situação de “danos pequenos a moderados” para uma situação de “danos muito pequenos a pequenos” (Figura 4. 44).

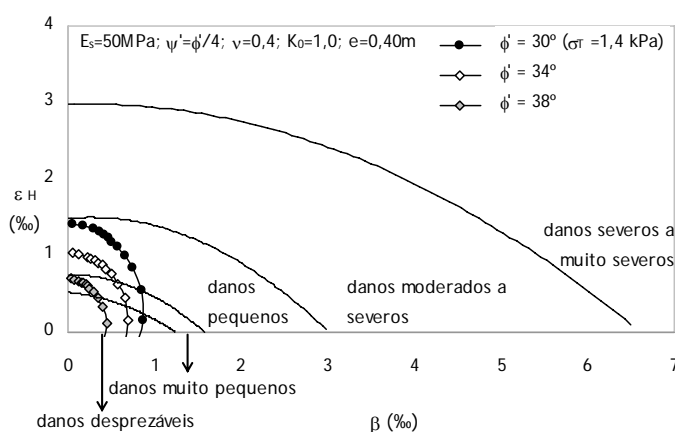


Figura 4. 44 – efeito do valor do ângulo de atrito sobre os danos à superfície

Constatou-se uma forte dependência da propagação da zona plastificada em relação ao valor do ângulo de atrito. Esta dependência reflecte-se no aumento significativo dos deslocamentos na frente de escavação e à superfície e na ocorrência de danos mais graves nas estruturas existentes, para valores decrescentes do parâmetro em análise.

4.5.2.4. Efeito da variação da coesão

No seguimento da avaliação do impacto da variação do valor do ângulo de atrito interno, procedeu-se à análise do efeito da coesão do maciço sobre a estabilidade da frente de escavação. Os cenários utilizados foram o C1 e o C8.

Uma vez que se trata de um parâmetro resistente, qualquer variação do valor da coesão traduz-se numa alteração da envolvente de rotura e, consequentemente, da extensão da mancha plastificada (Figura 4. 45).

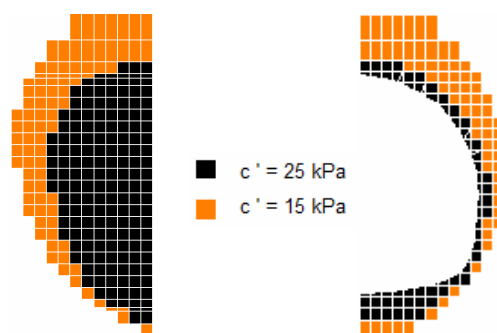


Figura 4. 45 – efeito do valor da coesão sobre a extensão da zona plastificada na frente de escavação na direcção longitudinal (esquerda) e no plano transversal (direita)

O aumento da zona plastificada traduz-se naturalmente num aumento da componente plástica dos deslocamentos, verificando-se que uma diminuição de 40% do valor da coesão induz um aumento do valor máximo da extrusão de cerca de 125% (Figura 4. 46).

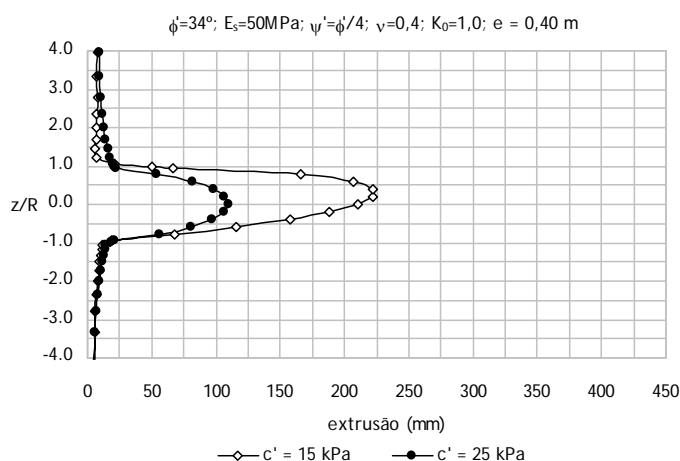


Figura 4. 46 – efeito da coesão efectiva sobre os perfis verticais de extrusão

Os efeitos do aumento da coesão sobre os perfis de assentamentos à superfície representam-se na Figura 4. 47, na Figura 4. 48 e no Quadro 4. 9.

No que diz respeito ao perfil longitudinal, observa-se que o aumento da coesão permite obter um perfil menos extenso, em que cerca de 93% do assentamento total ocorre antes da passagem da frente de escavação. Quanto ao perfil transversal, constata-se uma diminuição do valor final do assentamento máximo para cerca de 55% e um ligeiro aumento da respectiva largura.

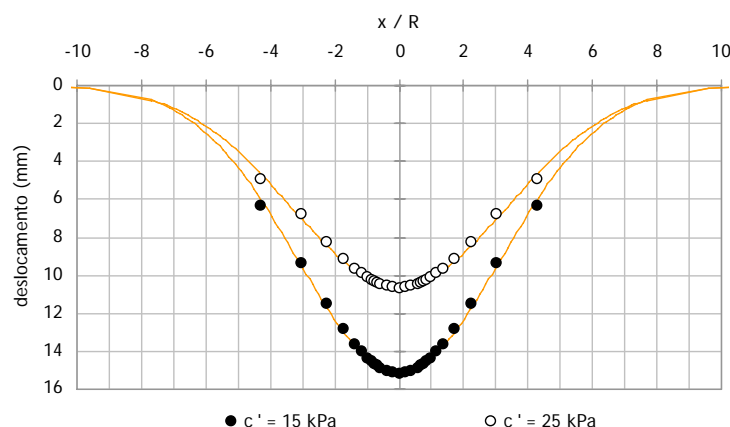


Figura 4. 47 – efeito do valor da coesão sobre os perfis transversais de assentamentos aquando da passagem da frente de escavação

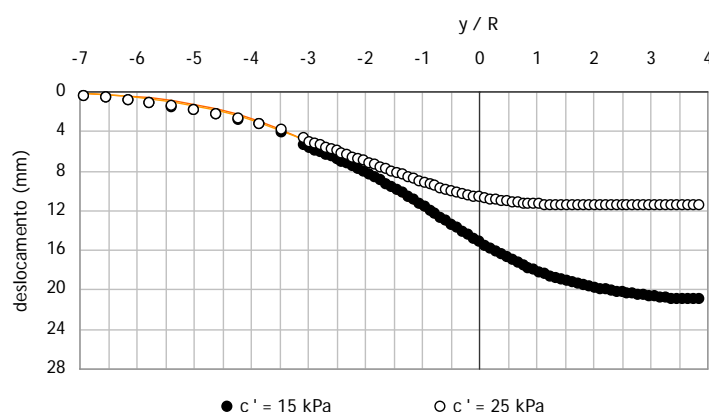


Figura 4. 48 – efeito do valor da coesão sobre os perfis longitudinais de assentamentos

Quadro 4. 9 – efeito do valor da coesão sobre os parâmetros numéricos dos perfis à superfície

Cenário	perfil longitudinal		perfil transversal passagem frente	perfil transversal final escavação		
c' (kPa)	μ_y	i_y (m)	$\delta_{v\max}$ (mm)	i_x (m)	$\delta_{v\max}$ (mm)	i_x (m)
15	7,2	12,0	15,1	16,4	20,8	16,9
25	13,8	10,3	10,6	17,4	11,4	19,7

Tal como no caso anterior, os efeitos observados sobre os assentamentos à superfície reflectem-se numa diminuição dos danos associados a um maior valor da coesão. O aumento deste parâmetro de 15 kPa para 25 kPa permite transitar da classificação de “danos pequenos” para “danos desprezáveis” (Figura 4. 49).

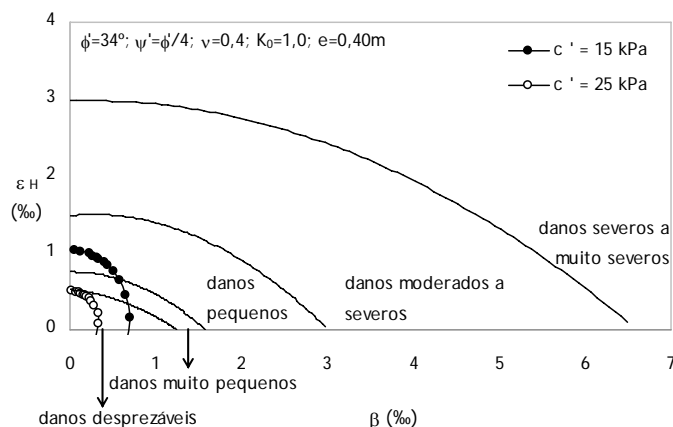


Figura 4. 49 – efeito do valor da coesão sobre os danos à superfície

Verificou-se que o aumento da coesão tem um grande impacto sobre a estabilidade da frente de escavação, em particular sobre a mancha de plastificação, provocando a diminuição significativa dos deslocamentos observados no maciço e dos danos à superfície.

4.5.2.5. Efeito da relação entre o ângulo de dilatação e o ângulo de atrito

A dilatação é uma medida do aumento de volume sofrido por um dado material quando submetido a tensões de corte. Verifica-se experimentalmente que, no caso de um maciço terroso regido pelo critério de rotura de Mohr – Coulomb, a dilatação possui geralmente um valor muito inferior ao do ângulo de atrito interno (fluxo plástico não associado).

Com base nos cenários C1 e C5 procurou-se avaliar a influência da razão entre o ângulo de dilatação e o ângulo de atrito interno, ψ/ϕ . Os valores considerados para este parâmetro aproximam-se dos correntemente observados em ensaios de laboratório.

Na Figura 4. 50 pode observar-se o efeito do parâmetro analisado sobre a extensão da mancha plastificada.

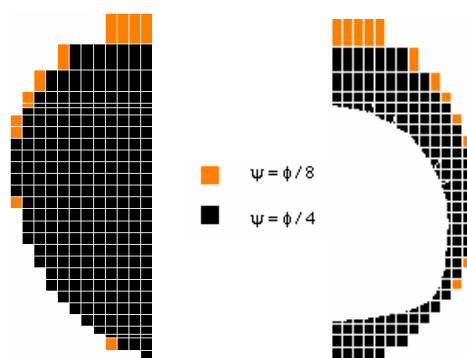


Figura 4. 50 – efeito da relação ψ / ϕ sobre a extensão da zona plastificada na frente de escavação na direcção longitudinal (esquerda) e no plano transversal (direita)

Uma maior dilatância provoca o aumento do confinamento dos elementos, o qual diminui a propagação da plastificação. Verifica-se assim que o aumento do valor deste ângulo é responsável pela redução da extensão das zonas plastificadas.

A redução observada na plastificação é no entanto pouco significativa, tal como as diferenças observadas nas trajectórias de tensão, as quais nem sequer se traduzem em modificações mensuráveis na distância à frente a que ocorre a rotura (Figura 4. 51)

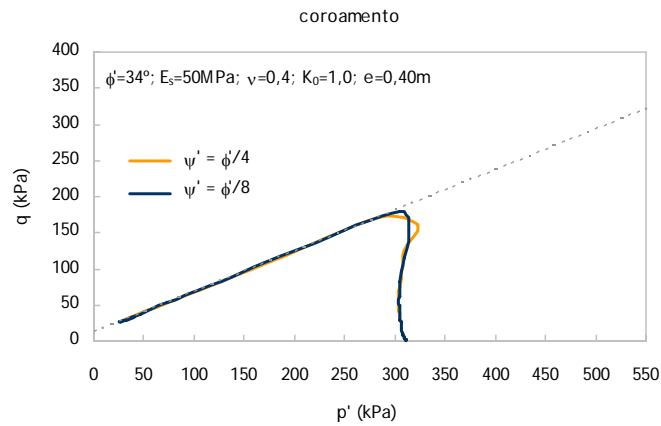


Figura 4. 51 – efeito da relação ψ / ϕ sobre as trajectórias de tensão no coroamento

No que diz respeito aos deslocamentos observados no maciço e aos danos registados à superfície, as figuras 4.52 a 4.55 e o Quadro 4. 10 evidenciam que, dentro da gama de variação adoptada para este parâmetro, não se observam diferenças.

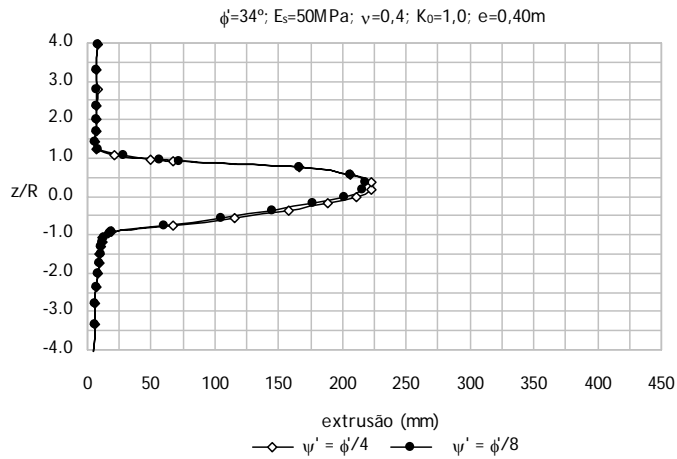


Figura 4. 52 – efeito da relação ψ / ϕ sobre os perfis verticais de extrusão

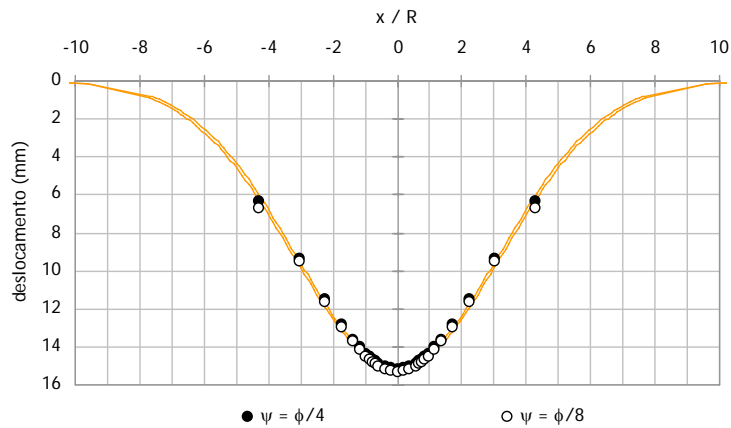


Figura 4. 53 – efeito da relação ψ / ϕ sobre os perfis transversais de assentamentos aquando da passagem da frente de escavação

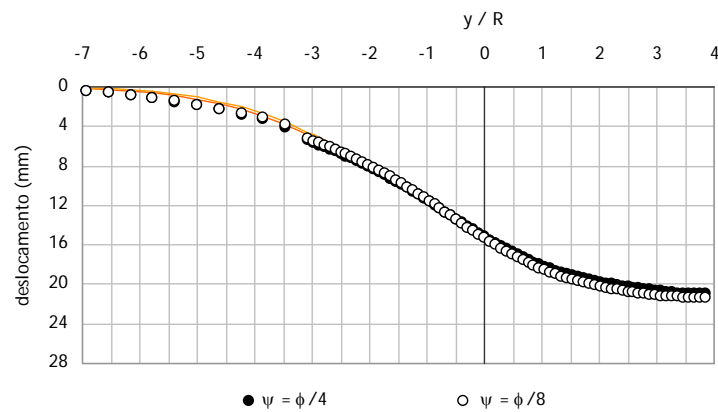


Figura 4. 54 – efeito da relação ψ / ϕ sobre os perfis longitudinais de assentamentos

Quadro 4. 10 – efeito da dilatação sobre parâmetros numéricos dos perfis à superfície

Cenário	perfil longitudinal		perfil transversal passagem frente		perfil transversal final escavação	
ψ / ϕ	μ_v	i_v (m)	$\delta_{v \max}$ (mm)	i_x (m)	$\delta_{v \max}$ (mm)	i_x (m)
1/4	7,2	12,0	15,1	16,4	20,8	16,9
1/8	6,9	11,6	15,2	16,8	21,4	15,5

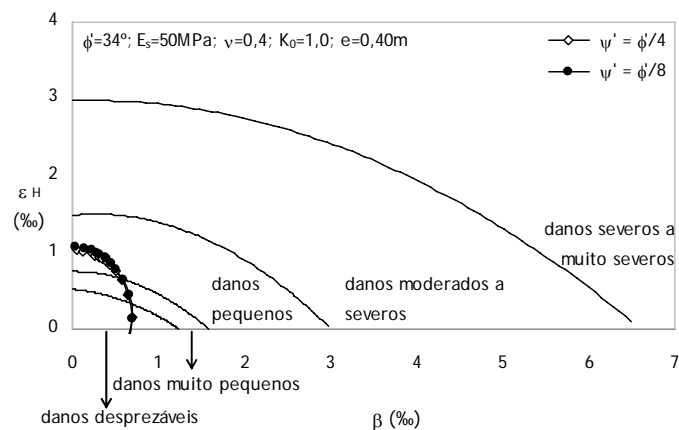


Figura 4. 55 – efeito da relação ψ / ϕ sobre os danos à superfície

O aumento da dilatância é responsável por uma ligeira diminuição da extensão da mancha plastificada, a qual à partida se poderia pensar que resultaria numa diminuição dos deslocamentos observados. No entanto, a dilatância resulta num aumento de volume associado a uma tensão de corte, o qual será tanto maior quanto maior for o valor deste parâmetro. A conjugação dos dois efeitos faz com que a variação da dilatância não tenha impacto mensurável ao nível dos deslocamentos registados no maciço.

4.6. ESCAVAÇÃO REFORÇADA NA FRENTE COM PREGAGENS

Neste ponto procede-se à quantificação das melhorias introduzidas no problema base pelo sistema de reforço da frente, tal como descrito no ponto 4.2. Efectua-se ainda a caracterização das forças mobilizadas em cada prego e da sua distribuição em função da posição do mesmo na frente de escavação.

4.6.1. NOTA SOBRE A MODELAÇÃO DOS REFORÇOS

No que diz respeito aos elementos de reforço, o programa de cálculo Flac^{3D} (versão 3.00-261) permite a sua modelação individual de duas maneiras distintas:

1. Por intermédio de elementos de cabo, assumindo-se que a calda se comporta como um material elástico perfeitamente plástico, dependente da tensão de confinamento mas sem perda de resistência após rotura.
2. Com recurso a elementos de estaca modificados, que permitem considerar alterações na tensão de confinamento, amolecimento da calda e rotura do reforço.

Optou-se pela primeira abordagem por ser mais simples, não descurando contudo nenhum dos aspectos considerados importantes para a análises a desenvolver. O bom desempenho desta abordagem, inclusivamente na modelação da interface entre o prego e o maciço, foi testado no âmbito de uma campanha de modelação de ensaios de arranque (Costa et al., 2007).

4.6.2. QUANTIFICAÇÃO DAS MELHORIAS INTRODUZIDAS PELO REFORÇO DA FRENTE

A Figura 4. 56 revela que o reforço da frente de escavação tem um impacto muito significativo sobre a propagação da plastificação, embora não seja suficiente para evitar o seu aparecimento. No que diz respeito à extensão longitudinal máxima da zona plastificada, verifica-se que diminui de 6,0 m para apenas 3,5 m.

Também as trajectórias de tensão apontam para uma diminuição significativa da zona plastificada. Ao nível do coroamento, a distância à frente a que ocorre o início da plastificação, passa de 4,5 m para um máximo de 0,5 m. Já no hasteal os ganhos são mais modestos, passando-se de 2,0 m para um máximo

de 0,5 m. Optou-se por não se representar as trajectórias de tensão ao nível da soleira, por não sofrerem alteração significativa.

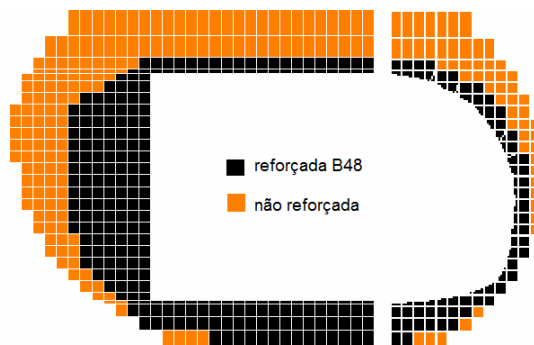


Figura 4. 56 – efeito do reforço da frente sobre a propagação da mancha plastificada na direcção longitudinal (esquerda) e no plano transversal (direita)

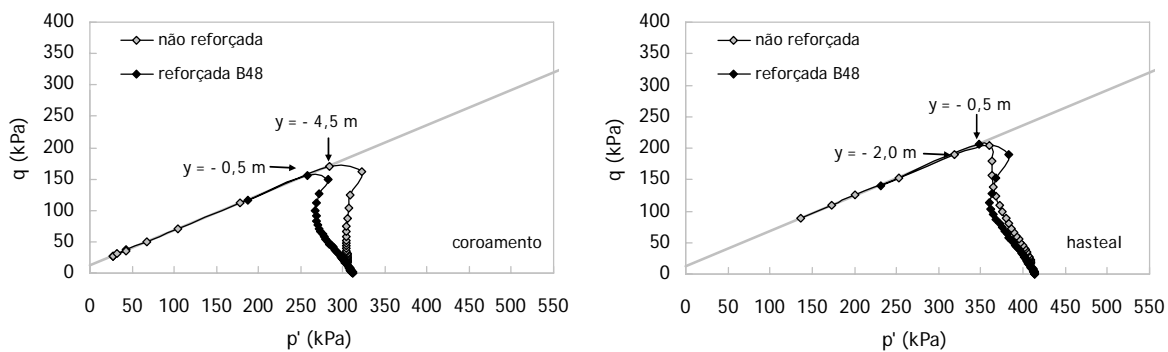


Figura 4. 57 – efeito do reforço da frente sobre as trajectórias de tensão no coroaento e no hasteal

O controle da plastificação tem como consequência directa uma diminuição drástica dos deslocamentos da frente de escavação. Na Figura 4. 58 representa-se o efeito do reforço da frente sobre o perfil vertical de deslocamentos, o qual se traduz na redução do valor máximo da extrusão para cerca de 30% do valor observado na frente não reforçada.

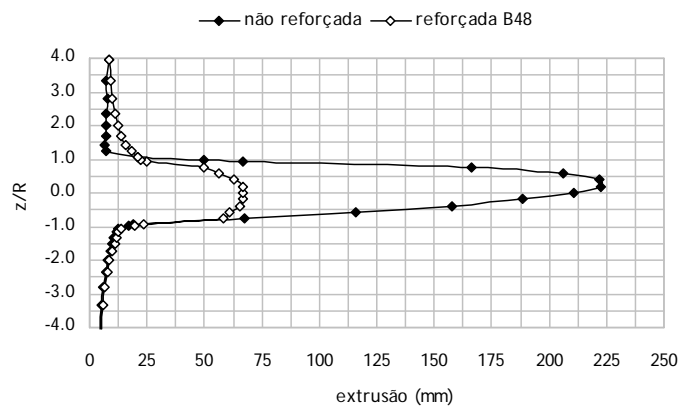


Figura 4. 58 – efeito do reforço da frente sobre o perfil vertical de extrusão

Uma vez que os deslocamentos à superfície resultam, maioritariamente, da propagação dos deslocamentos do maciço desde a frente de corte, naturalmente que o reforço terá também impacto significativo sobre eles.

Na Figura 4. 59 observa-se o efeito do reforço na frente sobre os perfis transversais de deslocamentos verticais e horizontais à superfície. Verifica-se que ambos são bem aproximados pelas expressões (4-2) e (4-3) comprovando-se assim a sua validade também no caso reforçado.

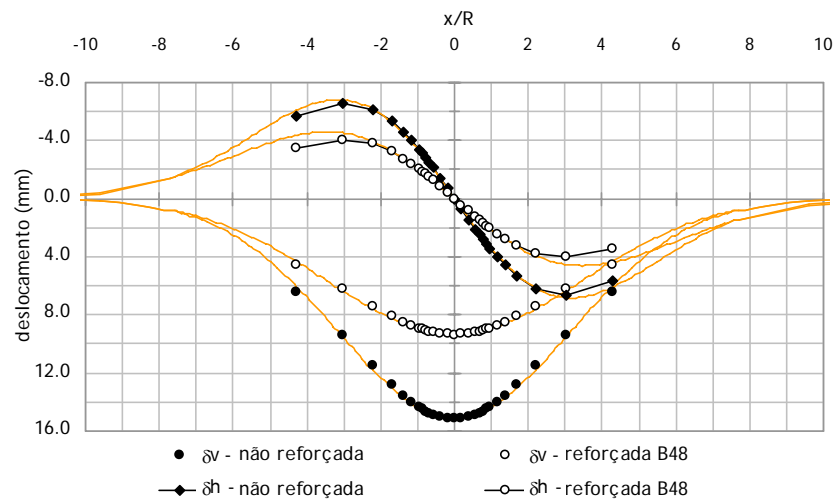


Figura 4. 59 – efeito do reforço da frente sobre os perfis transversais de assentamentos e deslocamentos horizontais aquando da passagem da frente de escavação

A Figura 4. 60 representa o efeito do reforço da frente de escavação sobre o perfil longitudinal de assentamentos à superfície, evidenciando que também a expressão (4-8) se mantém adequada no caso das frentes reforçadas com elementos lineares.

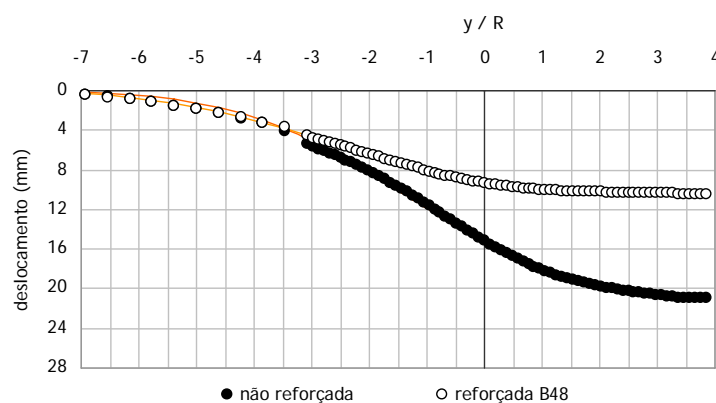


Figura 4. 60 – efeito do reforço da frente sobre os perfis longitudinais de assentamentos

A análise dos parâmetros numéricos que caracterizam os diversos perfis, apresentados no Quadro 4. 11, permite tirar algumas conclusões interessantes quanto ao efeito do reforço. No que diz respeito ao perfil transversal de assentamentos, o seu valor máximo reduz-se para 60% do valor não reforçado

aquando da passagem da frente e para 50% do mesmo valor para o final da escavação. Verifica-se um alargamento do perfil no caso reforçado o qual, conjugado com a redução do assentamento máximo, permite diminuir o volume da bacia de subsidência para 70% e 60% do volume observado na frente não reforçada, respectivamente para a passagem da frente e para o final da escavação.

Quadro 4. 11 – efeito do reforço da frente sobre parâmetros numéricos dos perfis à superfície

Cenário	perfil longitudinal		perfil transversal passagem frente			perfil transversal final escavação		
	μ_v	i_v (m)	$\delta_{v \max}$ (mm)	i_x (m)	V_a (%)	$\delta_{v \max}$ (mm)	i_x (m)	V_a (%)
não reforçada	7,2	12,0	15,1	16,4	0,7	20,8	16,9	1,0
reforçada B48	14,1	11,8	9,3	18,0	0,5	10,4	20,2	0,6

No que diz respeito ao perfil longitudinal, constata-se que a sua extensão não sofre alterações apreciáveis (i_v permanece quase constante), apesar da percentagem do deslocamento total que ocorre até à passagem da frente aumentar de 70% para 90% com a introdução do reforço na frente de escavação.

Na Figura 4. 61 representa-se o efeito que o reforço tem sobre as deformações à superfície. As linhas contínuas foram obtidas a partir das derivadas em ordem a x das expressões (4-7) e (4-8). Verifica-se que o reforço permite reduzir quer a distorção angular quer a extensão horizontal para cerca de 50% do valor original. Observa-se uma excelente proximidade entre as curvas previstas e as medidas, constatando-se assim que as previsões se mantêm válidas no âmbito das frentes reforçadas. Estas conclusões vêm reforçar as anteriores, baseadas no valor absoluto dos deslocamentos.

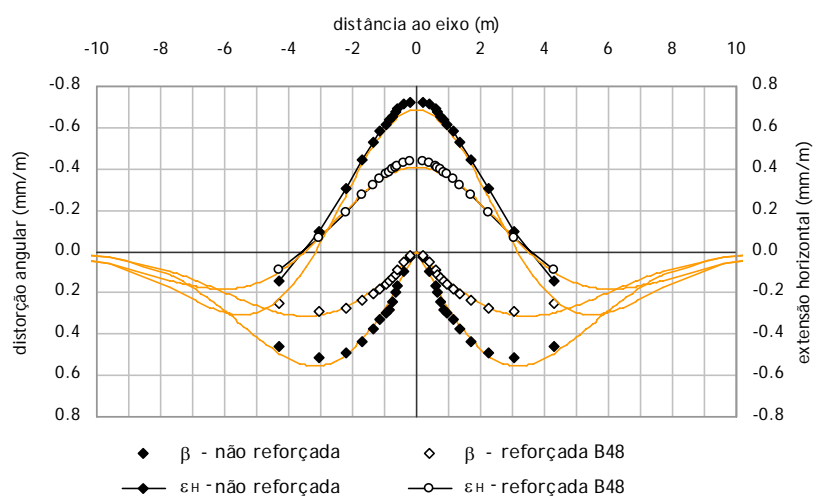


Figura 4. 61 – efeito do reforço da frente sobre os perfis transversais de distorção angular e extensão horizontal à superfície aquando da passagem da frente de escavação

A diminuição constatada nos valores das deformações é por sua vez responsável, naturalmente, pela atenuação dos danos previsíveis à superfície, tanto antes como após a passagem da frente de escavação. De acordo com a Figura 4. 62 o reforço da frente permite transitar de uma classificação de “danos pequenos” para uma classificação de “danos desprezáveis”.

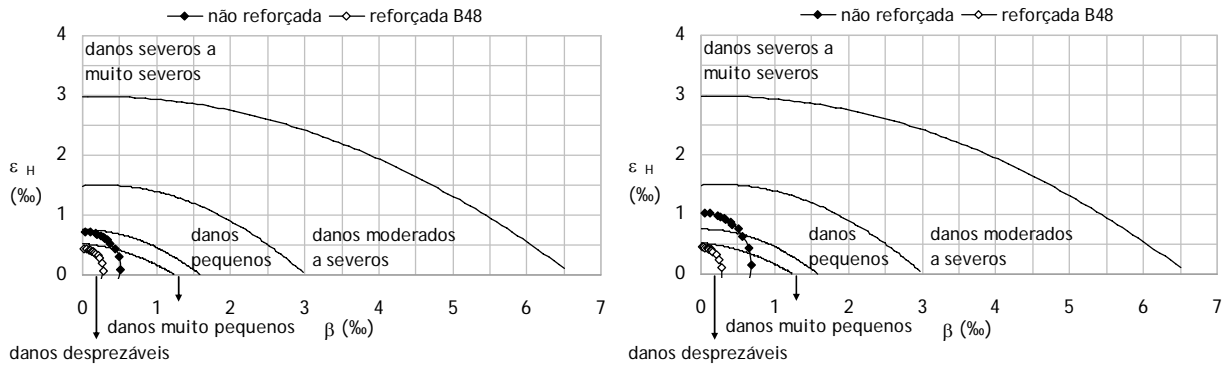


Figura 4. 62 – efeito do reforço da frente sobre os danos previstos, segundo Boscardin e Cording (1989), aquando da passagem da frente (esquerda) e no final da escavação (direita)

4.6.3. ANÁLISE DAS FORÇAS MOBILIZADAS NOS ELEMENTOS DE REFORÇO

A distribuição da força mobilizada em cada prego, em função do seu posicionamento na frente de escavação está representada nas Figura 4. 63. Constata-se que os pregos mais esforçados se localizam próximo do eixo de simetria da secção (pregos cor de laranja), diminuindo em seguida o esforço gradualmente em direcção ao contorno. Os pregos periféricos (coroamento, ombral e soleira) praticamente não mobilizam esforços o que aponta para a possibilidade de serem dispensados sem introduzir alterações significativas nos deslocamentos.

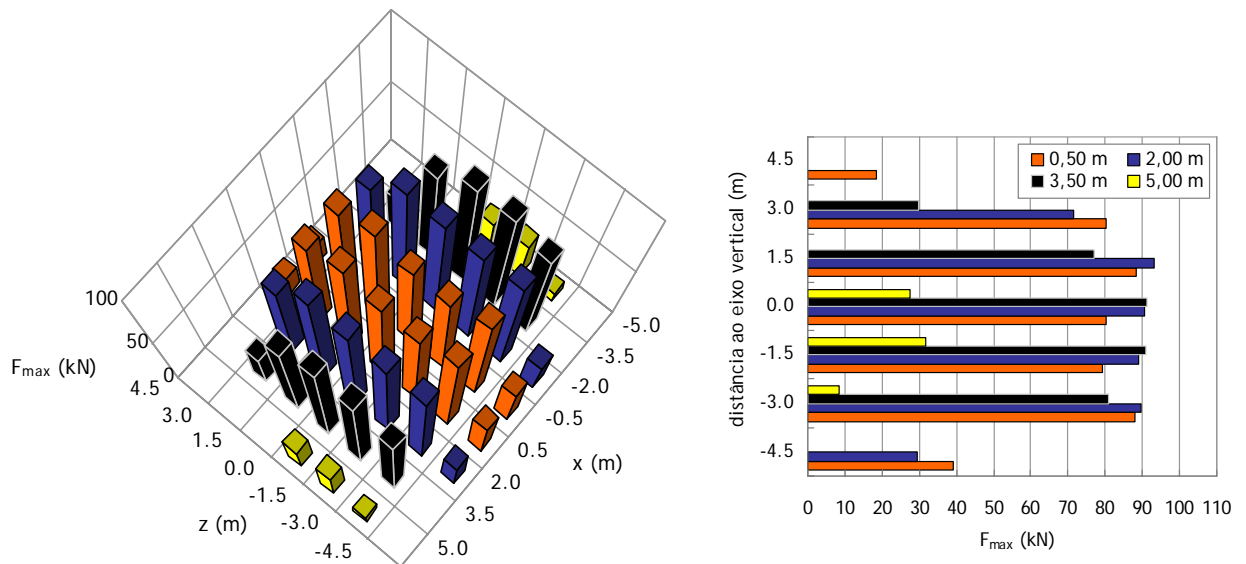


Figura 4. 63 – magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente de escavação

As distribuições da mobilização da resistência da interface e do esforço total mobilizado ao longo do “prego mais esforçado” e do “prego médio” estão presentes na Figura 4. 64, revelando a existência de duas zonas distintas. O prego médio é um prego “fictício” cujo esforço é igual à soma das distribuições para todos os pregos, dividida pelo número total de pregos. As zonas observadas

correspondem a uma primeira zona “activa” em que a força aumenta da periferia para o interior do maciço e ao longo da qual os esforços são transferidos do maciço para o prego. Segue-se uma zona “passiva” em que os esforços passam a ser transferidos do prego para o maciço, constituindo a zona de “ancoragem” do prego. Verifica-se que a transição entre a zona activa e a passiva ocorre a uma distância da frente de cerca de 2,0 m, no caso do prego mais esforçado, descendo para cerca de 1,5 m quando se considera o “prego médio”.

Quanto aos valores mobilizados da resistência ao arranque verifica-se que são claramente inferiores ao valor limite de 100 kN/m adoptado, ainda que em alguns troços sejam próximos. Já a força máxima instalada se mantém bastante inferior ao valor limite (480 kN), indiciando claramente que a “rotura” do sistema de reforço, caso ocorresse, e para os comprimentos considerados, se traduziria no arranque dos elementos lineares.

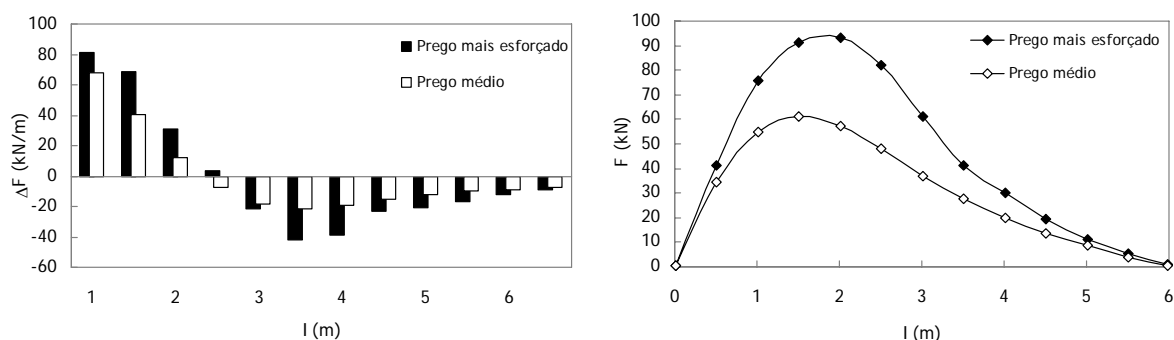


Figura 4. 64 – evolução da mobilização da resistência da interface (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego mais esforçado” e do “prego médio”

4.7. CONCLUSÕES

No que diz respeito ao estudo da escavação não reforçada, retêm-se como parâmetros influentes sobre o comportamento da frente de escavação o coeficiente de impulso em repouso, K_0 , o módulo de deformabilidade do estrato intermédio, E_s^{int} , o ângulo de atrito interno, ϕ , e a coesão, c . Verificou-se que o aumento de qualquer um dos parâmetros mencionados provoca a diminuição dos danos previstos à superfície. Quanto ao valor médio da extrusão na frente de escavação, observa-se um decréscimo associado a valores crescentes de E_s^{int} , ϕ ou c e à diminuição de K_0 .

O reforço da frente de escavação permitiu obter decréscimos significativos nos deslocamentos observados no maciço.

As trajectórias de tensão apontam para uma diminuição da extensão da zona plastificada de 4,5 m para 0,5 m ao nível do coroamento e de 2,0 m para 0,5 m ao nível do hasteal. Já no que diz respeito à máxima extensão observada, a qual ocorre próximo do eixo do túnel, a análise das manchas plastificadas evidencia uma redução de 6,0 m para cerca de 3,5 m.

Constata-se que o reforço da frente permite diminuir o valor da extrusão máxima em cerca de 70% e o volume da bacia de subsidência em cerca de 50%, obtendo-se valores de V_a de cerca de 0,5%. Verifica-se ainda que os métodos tradicionais de previsão dos movimentos superficiais se mantêm válidos no caso das frentes reforçadas. Os danos à superfície, avaliados de acordo com o critério de

Boscardin e Cording (1989) são significativamente atenuados, tanto antes como após a passagem da frente de escavação.

No que diz respeito às forças mobilizadas, constata-se que os pregos mais esforçados se localizam próximo do eixo de simetria da secção diminuindo em seguida o esforço gradualmente em direcção ao contorno. Os cálculos realizados apontam para a possibilidade de dispensar os pregos periféricos, sem que se introduzam alterações significativas nos deslocamentos observados.

No que diz respeito à distribuição dos esforços ao longo do prego, observa-se uma primeira zona “activa” em que a força aumenta da periferia para o interior do maciço e ao longo da qual os esforços são transferidos do maciço para o prego. Segue-se uma zona “passiva” em que os esforços passam a ser transferidos do prego para o maciço, constituindo a zona de “ancoragem” do prego. A transição entre a zona activa e a passiva ocorre a uma distância da frente que em média é igual a 1,5 m.

ANÁLISES PARAMÉTRICAS

5.1. INTRODUÇÃO

No ponto 4.5 avaliou-se a eficácia da pregagem da frente de escavação, no âmbito do cenário base. Pretende-se neste capítulo avaliar a pertinência deste sistema de reforço num cenário mais alargado, procedendo-se a três grupos de análises distintos. Procura-se assim avaliar o reflexo sobre o efeito do reforço de eventuais alterações na geometria da obra (5.2), nas características do sistema de reforço adoptado (5.3) e nas características mecânicas do maciço (5.4).

5.2. ALTERAÇÃO DA GEOMETRIA DA OBRA

No que diz respeito à geometria, optou-se por avaliar apenas dois parâmetros, os quais habitualmente variam no âmbito de uma mesma obra.

O primeiro parâmetro considerado, o recobrimento relativo C/D , sofre frequentemente alterações ao longo do avanço da escavação, relacionadas com o traçado do túnel e com o perfil do terreno.

O segundo parâmetro considerado, o atraso no fecho do revestimento provisório, também pode variar como resultado do aparecimento de troços de dificuldade variável, paragens na construção ou adaptações ao projecto original.

Sendo de primordial importância quantificar as alterações de eficiência que o sistema de reforço pode sofrer com o avanço da escavação, procede-se em seguida à avaliação do impacto dos dois parâmetros referidos.

5.2.1. EFEITO DO RECOBRIMENTO RELATIVO, C/D

Relativamente à profundidade considerada para o eixo do túnel foram analisadas duas situações, para além do cenário base.

Os valores adoptados para o parâmetro C/D foram 0,75, próximo dos recobrimentos mínimos usualmente encontrados em obra, 1,5, correspondente ao cenário base e 1,0, valor intermédio entre os dois anteriores. A variação de C/D foi conseguida por alteração da cota de escavação. Assim sendo o cenário em que $C/D = 0,75$ corresponde a uma situação em que o coroamento está muito próximo do contacto com a camada superficial mais deformável e o cenário com $C/D = 1,5$ está associado a uma situação em que a soleira está praticamente encostada à fronteira com o horizonte mais rígido.

Dos vários aspectos analisados retiveram-se três, por se considerar serem dos mais importantes para avaliar o efeito do reforço por pregagens da frente de escavação. São eles as manchas plastificadas na frente de escavação, os perfis transversais de assentamentos à superfície e os perfis verticais de extrusão na frente de escavação.

Na Figura 5. 1 e na Figura 5. 2 representa-se o efeito do sistema de reforço sobre a extensão da mancha plastificada, para os vários valores avaliados do recobrimento relativo.

Verifica-se que a zona plastificada cresce com o aumento da profundidade do eixo do túnel, o que se justifica pelo aumento do alívio de tensões associado à escavação. Este efeito é visível tanto no caso da frente reforçada como no caso da frente não reforçada, embora seja naturalmente mais significativo no segundo caso.

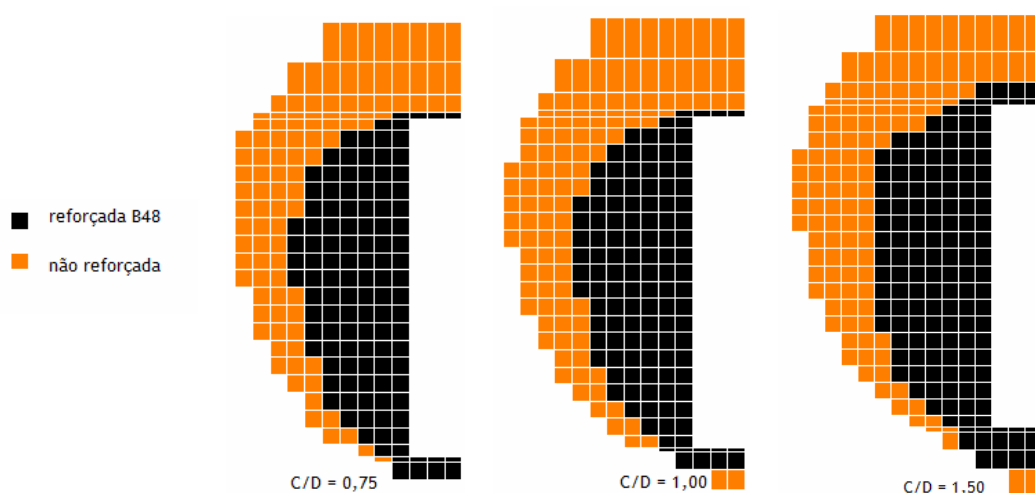


Figura 5. 1 – efeito do reforço sobre o desenvolvimento da mancha plastificada longitudinal, em função do parâmetro C/D

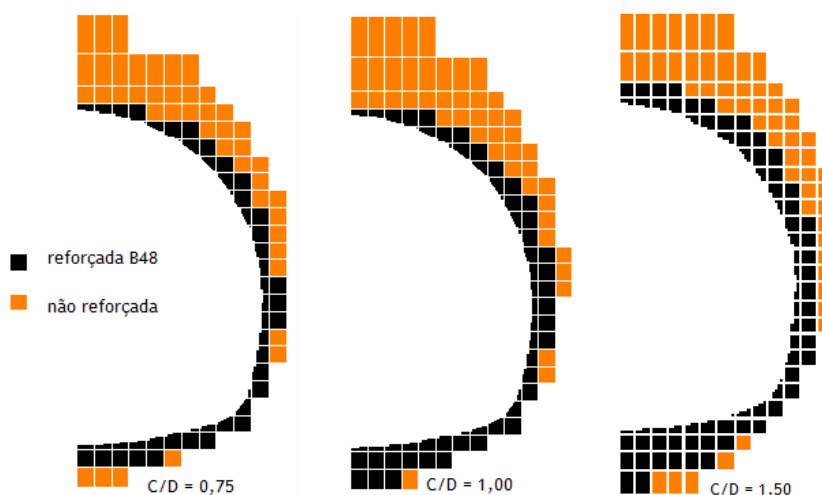


Figura 5. 2 – efeito do reforço sobre o desenvolvimento da mancha plastificada transversal, em função do parâmetro C/D

A evolução da extensão mancha plastificada traduz-se na alteração dos perfis transversais de extrusão, como se observa na Figura 5. 3. Os resultados representados evidenciam que o valor máximo da extrusão cresce significativamente com o aumento do recobrimento, uma vez que este se traduz em maiores níveis de tensão à cota do eixo do túnel. Uma vez que o núcleo reforçado tem maior rigidez, o aumento do valor do deslocamento associado ao maior nível de tensão é, neste caso, mais suave. Este facto reflecte-se numa eficiência ligeiramente maior do reforço para maiores valores da profundidade do eixo. Em particular, de acordo com a Figura 5. 3, o valor máximo da extrusão reduz-se em cerca de 60% no caso mais superficial e em cerca de 70% para $C/D = 1,5$.

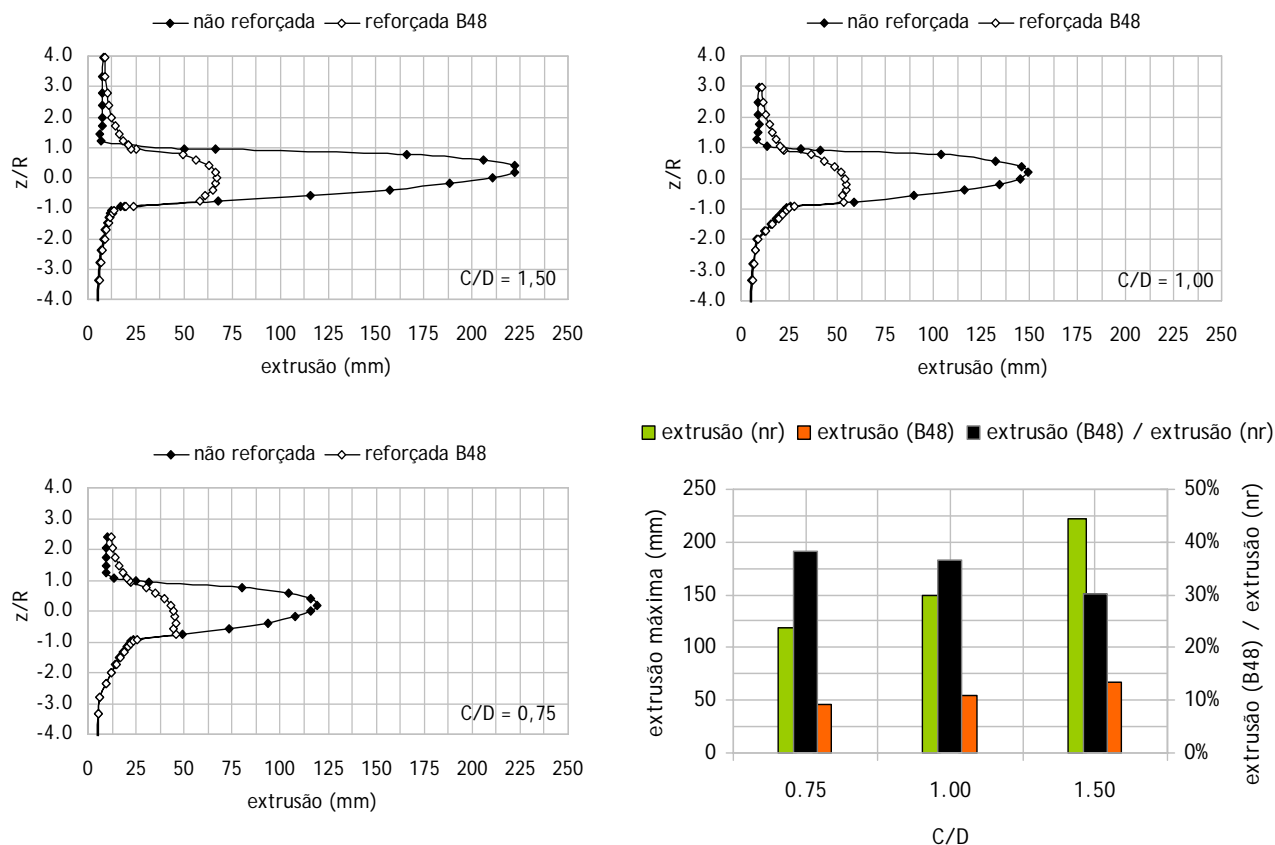


Figura 5. 3 – variações observadas no perfil vertical de extrusão para os diferentes valores do parâmetro C/D

No que diz respeito aos assentamentos à superfície observa-se uma tendência semelhante (Figura 5. 4). Os valores dos deslocamentos registados são no entanto muito inferiores, uma vez que a figura de rotura não atinge, em nenhum dos casos, a superfície (Figura 5. 2 e Figura 5. 1).

Se contabilizarmos a eficiência do reforço em função do volume da bacia de subsidência, (Figura 5. 4), constata-se que o reforço permite diminuir o valor deste parâmetro em 28% no caso mais superficial, aumentando para 33% quando o recobrimento relativo atinge o seu valor máximo.

Em resumo, constata-se que o reforço da frente de escavação tem um bom desempenho dentro da gama de variação habitual do parâmetro C/D . Embora seja visível uma diminuição da eficiência para túneis mais superficiais, ela é praticamente insignificante no caso dos perfis transversais de assentamentos. Já no caso do perfil vertical de extrusão observou-se uma diminuição do desempenho de quase 10%. Esta diminuição não é no entanto preocupante visto que é precisamente no perfil de

extrusão que se observam as melhorias mais significativas não descendo a eficiência além de 60%, mesmo no caso mais desfavorável analisado.

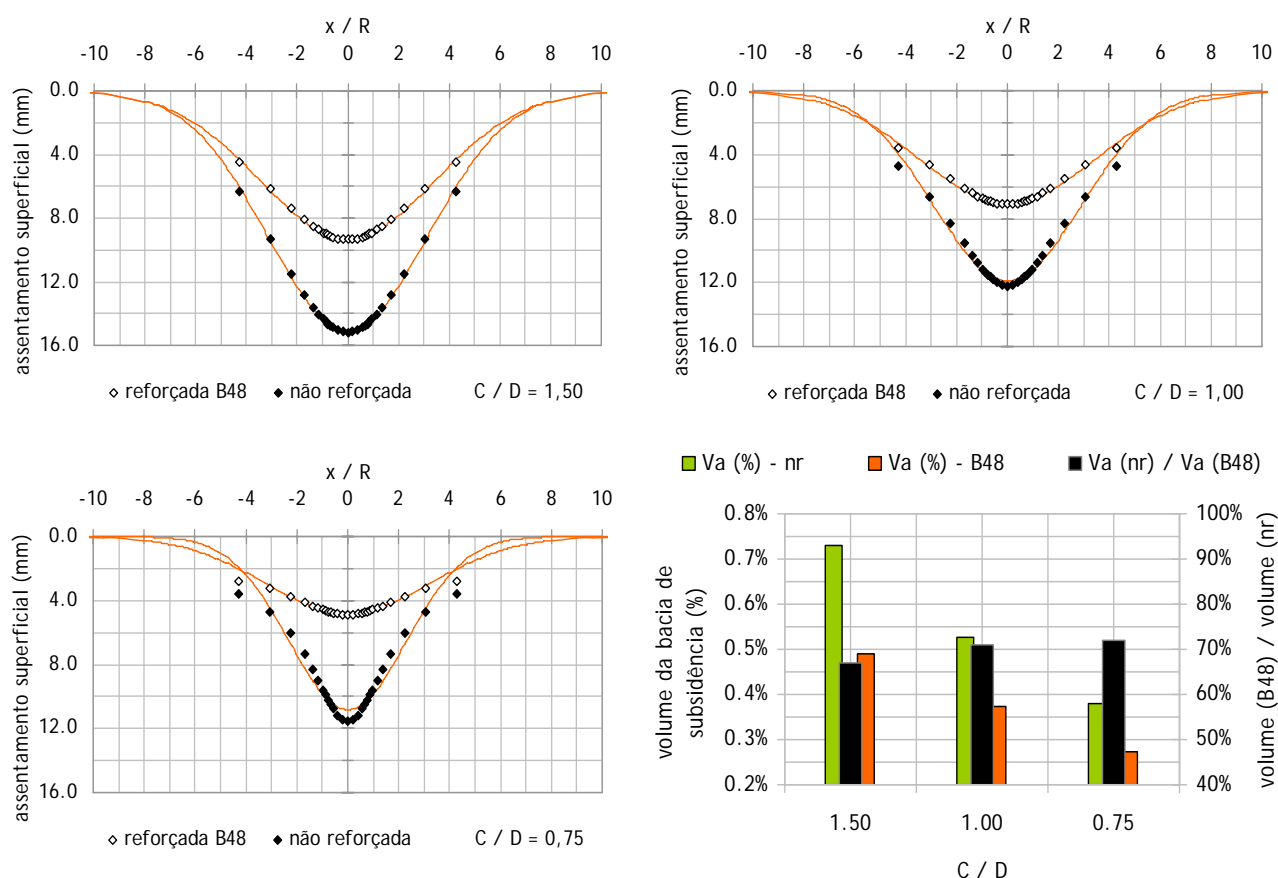


Figura 5. 4 – variações observadas no perfil transversal de assentamentos para os diferentes valores do parâmetro C/D

5.2.2. EFEITO DO COMPRIMENTO NÃO REVESTIDO RELATIVO, P/D

No problema base descrito no capítulo anterior optou-se por fechar o revestimento provisório a uma distância muito reduzida da frente ($P/D = 0,05$) de forma a tentar isolar os movimentos do maciço devido unicamente à extrusão.

Considerando que o valor referido é muito difícil de concretizar numa obra real (corresponde a cerca de 50 cm) e que o parâmetro P/D sofre flutuações significativas ao longo do processo de escavação, optou-se por avaliar dois cenários alternativos, caracterizados por $P/D = 0,10$ e $P/D = 0,20$.

No que diz respeito à evolução da plastificação na frente de escavação, na direcção longitudinal, não são visíveis grandes alterações decorrentes do atraso do fecho (Figura 5. 5). Já quanto à plastificação num plano transversal antes da frente é notório um aumento significativo da extensão da mancha, tanto com como sem reforço (Figura 5. 6). Este fenómeno está relacionado com o facto de os pregos na frente não conseguirem limitar eficazmente os deslocamentos que ocorrem na zona não revestida.

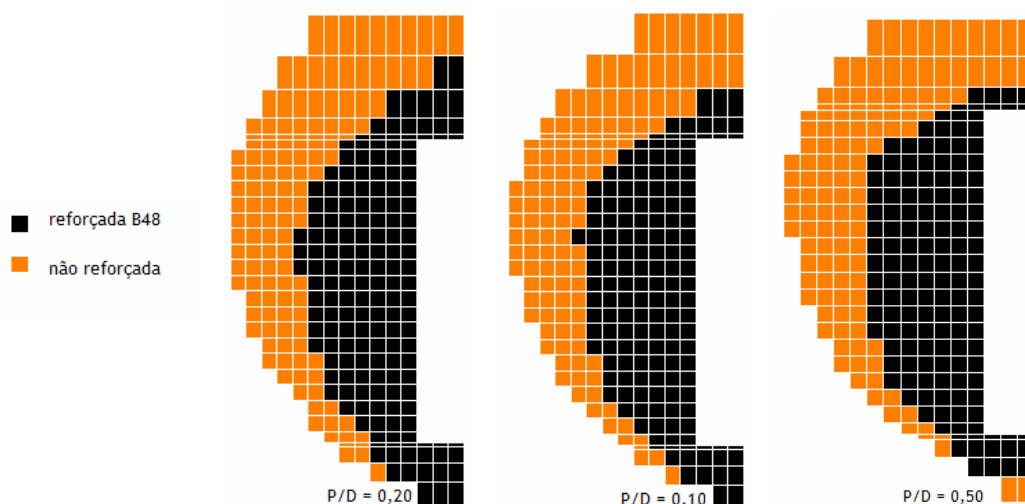


Figura 5. 5 – efeito do reforço sobre o desenvolvimento da mancha plastificada longitudinal, em função do parâmetro P/D

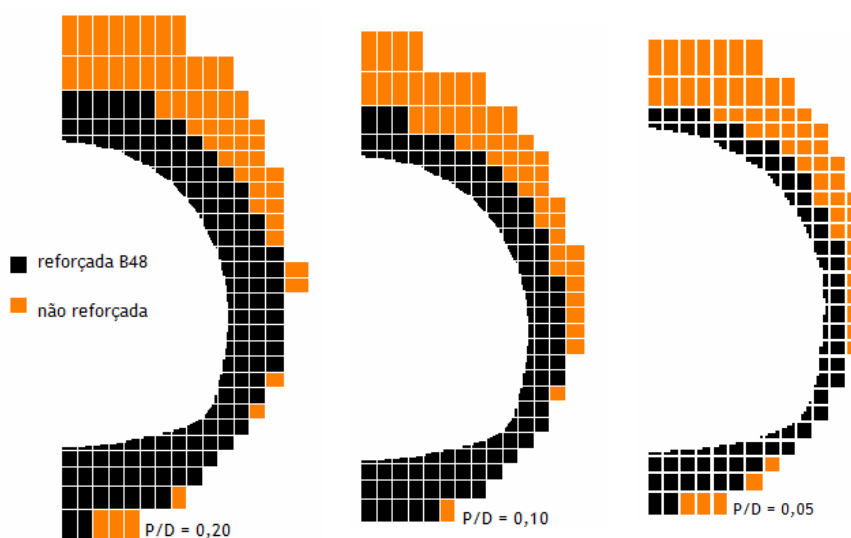


Figura 5. 6 – efeito do reforço sobre o desenvolvimento da mancha plastificada transversal, em função do parâmetro P/D

Não se verificando, na frente de escavação, nem alteração significativa da plastificação nem do estado de tensão, os perfis de extrusão verticais também não sofrem alterações relacionadas com a variação do comprimento não revestido, como se observa na Figura 5. 7.

A eficiência do sistema de pregagem no controle do perfil vertical de extrusão revela-se assim independente do parâmetro analisado (Figura 5. 7).

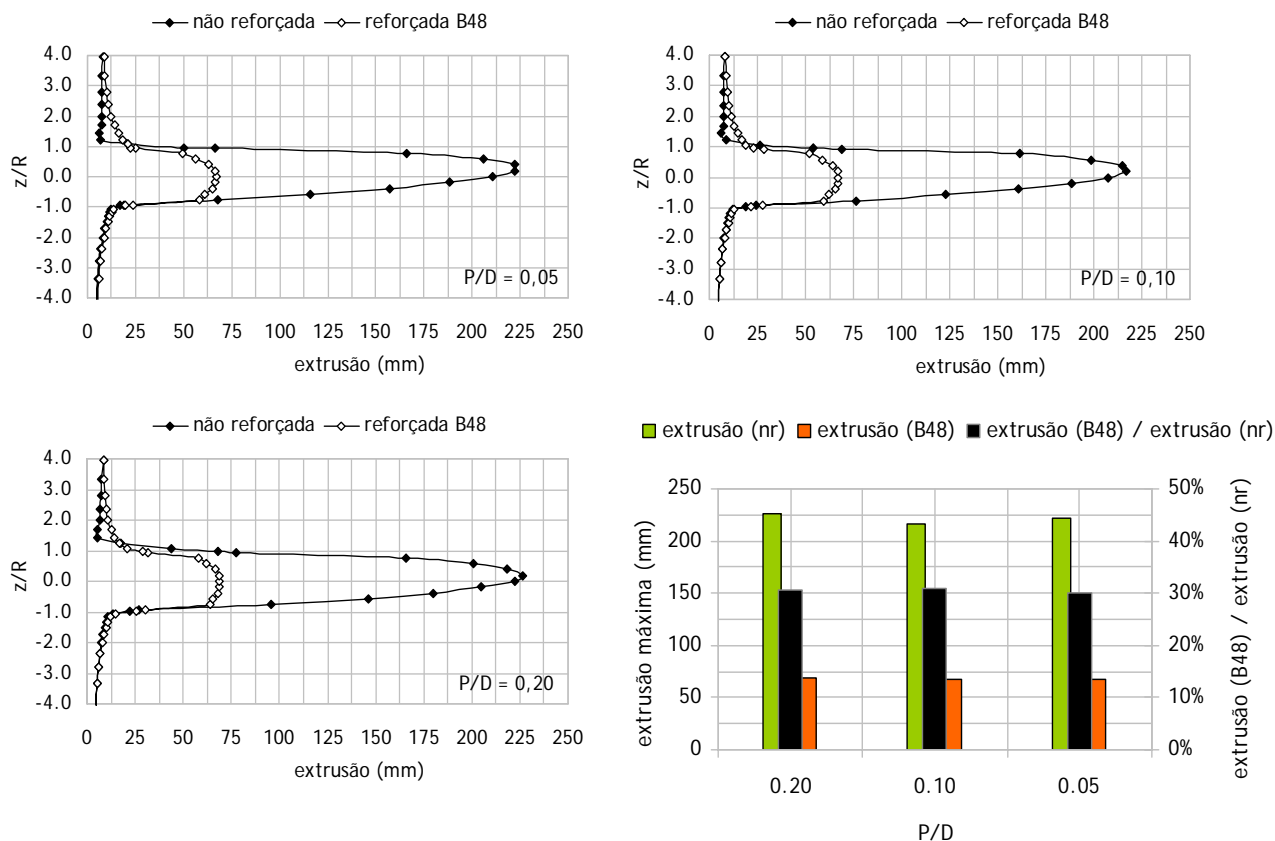


Figura 5. 7 – variações observadas no perfil vertical de extrusão para os diferentes valores do parâmetro P/D

À superfície já se faz sentir o efeito do atraso do fecho, tal como se deduz das manchas plastificadas. A Figura 5. 8 mostra que a largura da bacia de subsidência se mantém aproximadamente constante para os diversos valores de P/D e que o assentamento máximo observado tem, naturalmente, tendência a aumentar com o aumento do parâmetro em análise. Definindo a eficiência como a percentagem de diminuição observada no volume da bacia de subsidência, a Figura 5. 8 evidencia que esta diminui de 33% ($P/D = 0,05$) para 26% ($P/D = 0,20$).

Comprova-se assim evidente que quanto mais longe da frente se proceder ao fecho do revestimento provisório menos eficaz é o sistema de reforço, no que diz respeito ao controlo dos efeitos da obra à superfície.

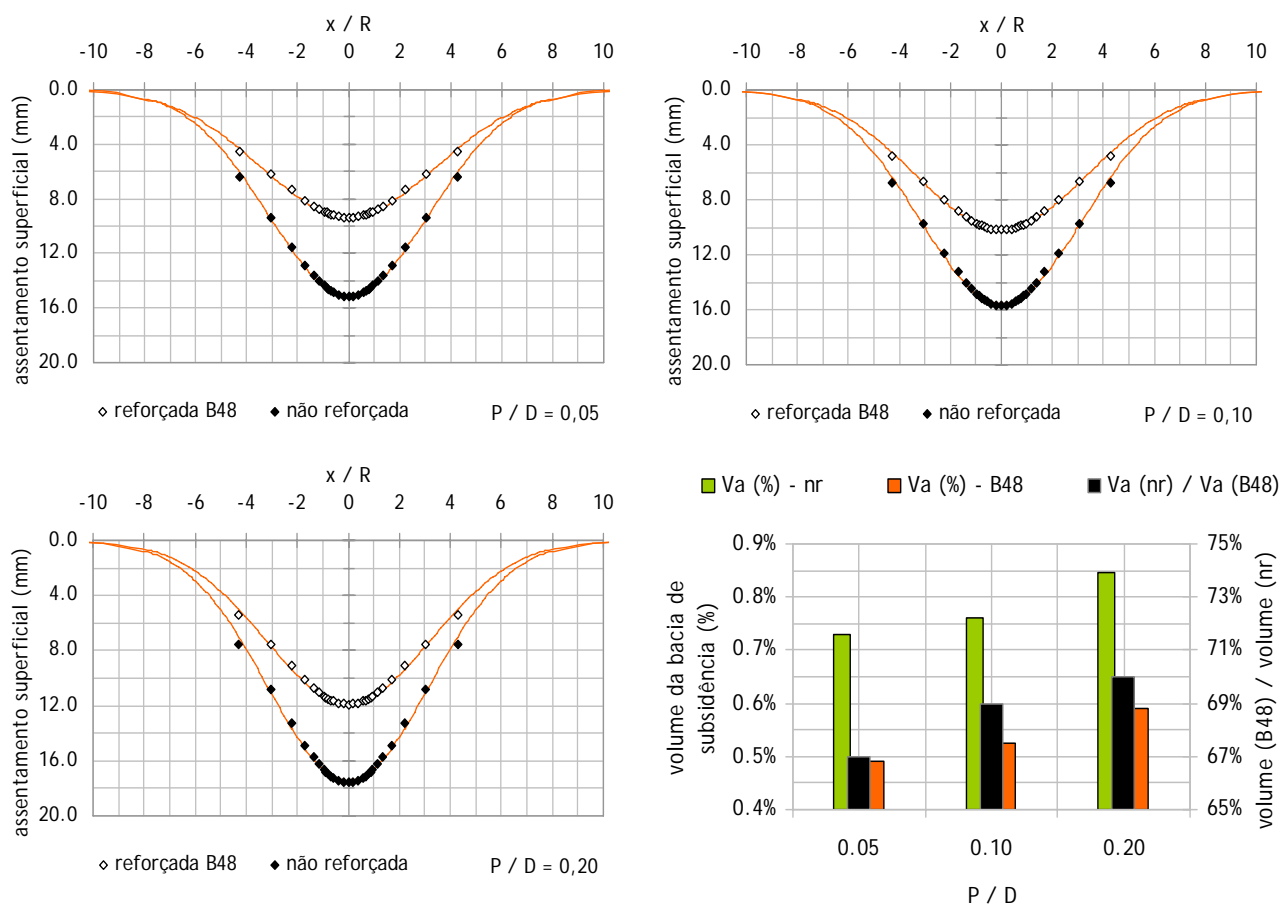


Figura 5. 8 – variações observadas no perfil transversal de assentamentos para os diferentes valores do parâmetro P/D

5.3. ALTERAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DO SISTEMA DE REFORÇO

No capítulo anterior foi avaliado o desempenho de um sistema de reforço base, cujas características foram mantidas constantes em todas as análises. Existem no entanto parâmetros caracterizadores dos elementos de pregagem que variam durante a execução da obra, como por exemplo o comprimento dos pregos, que são de difícil determinação, como a resistência (T_a) e a rigidez da interface (k_c) ou simplesmente dependentes das definições do projecto (perfil do prego e densidade de pregagem). Nos pontos que se seguem procede-se à avaliação do efeito que os parâmetros referidos têm sobre a eficácia do reforço da frente de escavação por inclusões lineares.

5.3.1. EFEITO DO COMPRIMENTO DOS PREGOS

Os pregos são colocados na frente com o seu comprimento máximo sofrendo em seguida encurtamentos sucessivos, com o avanço da escavação. Quando atingem o seu “comprimento útil”, i.e., o comprimento mínimo que garante um bom desempenho do sistema, torna-se imprescindível proceder à colocação de novos pregos.

A colocação dos novos pregos pode ocorrer em “ciclo longo” ou em “ciclo curto”. No “ciclo longo” os pregos são substituídos na totalidade quando atingem determinado comprimento pré – definido e no “ciclo curto” a substituição é feita parcialmente ao longo de um certo número de ciclos. Se por exemplo os pregos forem colocados com 16 m de comprimento a substituição poderá ser feita ao longo de quatro ciclos espaçados de dois metros. Em cada ciclo existiriam 12 pregos com 14 m, 10 pregos com 12 m, 10 pregos com 10 m e 10 pregos com 8 m (Figura 5. 9).

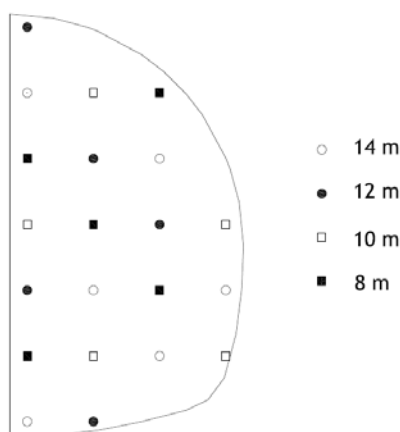


Figura 5. 9 - exemplo de esquema de substituição em “ciclo curto”

Se o tamanho aquando da colocação na frente é simplesmente determinado por condicionantes ligadas ao transporte e armazenamento em estaleiro (Figura 3. 7), já a determinação do comprimento útil exige uma análise do efeito da variação do comprimento dos elementos de reforço.

A análise foi feita com inclusões de comprimento constante. Não se tratando de uma modelação exacta daquilo que de facto se passa em obra, permite todavia uma interpretação mais clara dos efeitos relacionados com a variação do comprimento das pregagens. Foram assim considerados, para além dos pregos de 6 metros do cenário base, elementos com 3, 9 e 12 metros.

A determinação do comprimento óptimo permite ajustar o esquema real de substituição de pregos a adoptar em obra, definindo o comprimento para o qual os elementos devem ser substituídos.

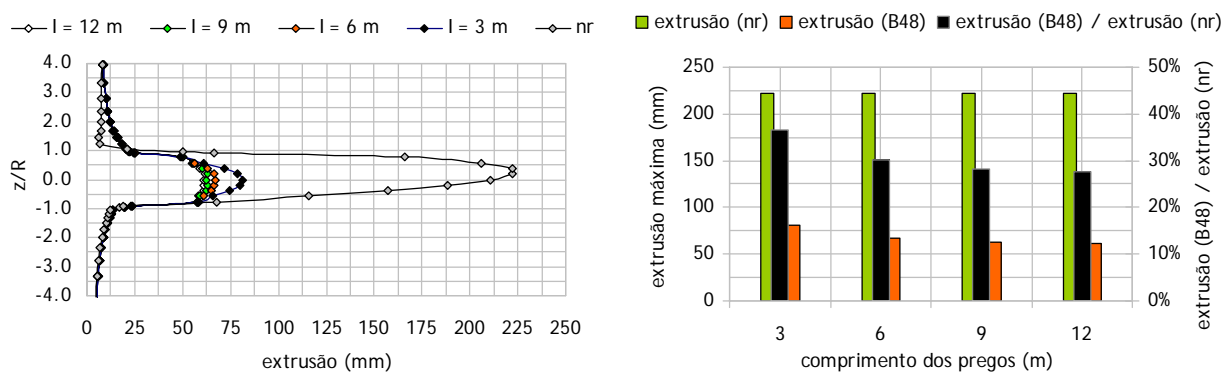


Figura 5. 10 – variações observadas no perfil vertical de extrusão em função do comprimento das pregagens

A Figura 5. 10 e a Figura 5. 11 mostram que o aumento do comprimento dos pregos de 0 m (maciço não reforçado) para 6 m permite diminuir a extrusão máxima para 30% e o assentamento máximo à superfície para 67% do valor inicial. Para valores crescentes do comprimento as melhorias obtidas são insignificantes.

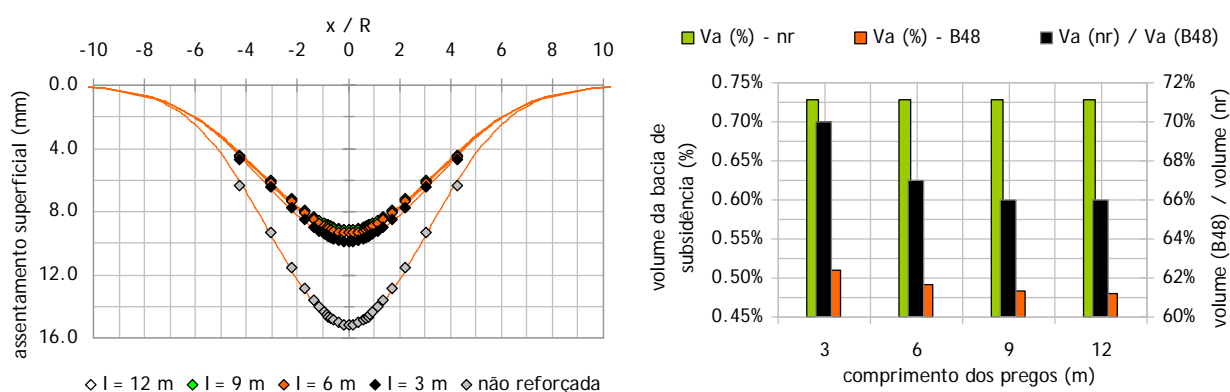


Figura 5. 11 – variações observadas no perfil transversal de assentamentos em função do comprimento das pregagens

A inspecção da Figura 5. 12 suscita alguns comentários interessantes. O primeiro prende-se com a extensão máxima, na direcção longitudinal, da zona plastificada. De facto verifica-se que esta, no caso não reforçado, é precisamente igual a 6,0 m o que corresponde a cerca de 60% do diâmetro equivalente. Observa-se adicionalmente que a utilização de pregos com 6 m de comprimento para reforçar a frente de escavação conduz a uma redução significativa da mancha plastificada na direcção longitudinal e que o aumento do comprimento dos pregos para além deste valor não introduz melhorias muito significativas. Na direcção transversal o efeito das pregagens sobre a extensão da zona plastificada é menos marcante e independente do comprimento dos pregos, no âmbito dos valores avaliados.

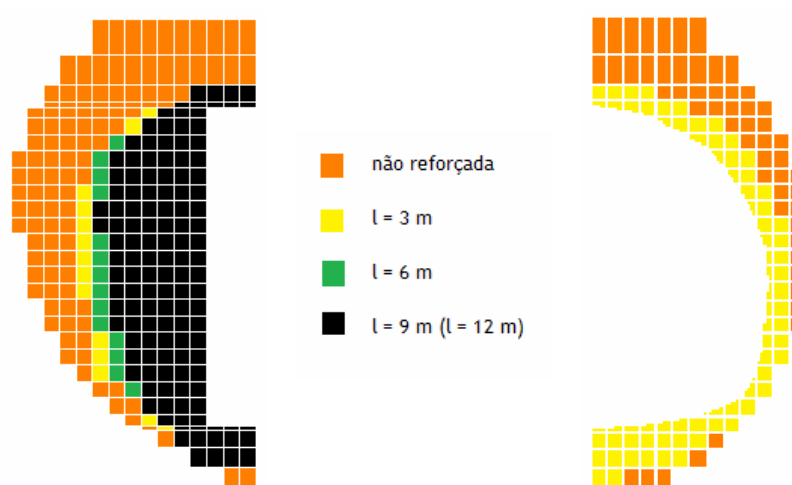


Figura 5. 12 - efeito do comprimento dos pregos sobre a extensão da mancha plastificada longitudinal (esquerda) e transversal (direita)

A distribuição do esforço e da resistência mobilizada ao longo do “prego mais esforçado” e do “prego médio” está presente na Figura 5. 13 e na Figura 5. 14.

No que diz respeito ao esforço máximo verifica-se que é muito inferior no caso dos pregos com 3 m de comprimento e que se mobiliza para menores comprimentos da zona activa (cerca de 1,5 m de distância da frente no caso do “prego mais esforçado”). No que diz respeito aos outros comprimentos avaliados é notório que a zona activa se mantém constante e igual a 2,0 m. Também o valor máximo da força sofre um aumento associado ao crescimento do prego muito menos significativo.

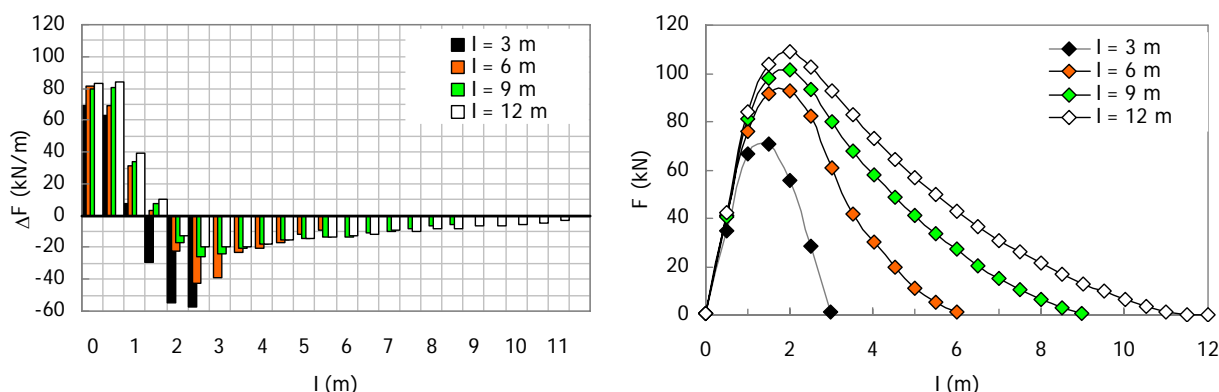


Figura 5. 13 – evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do prego mais esforçado em função do comprimento do reforço

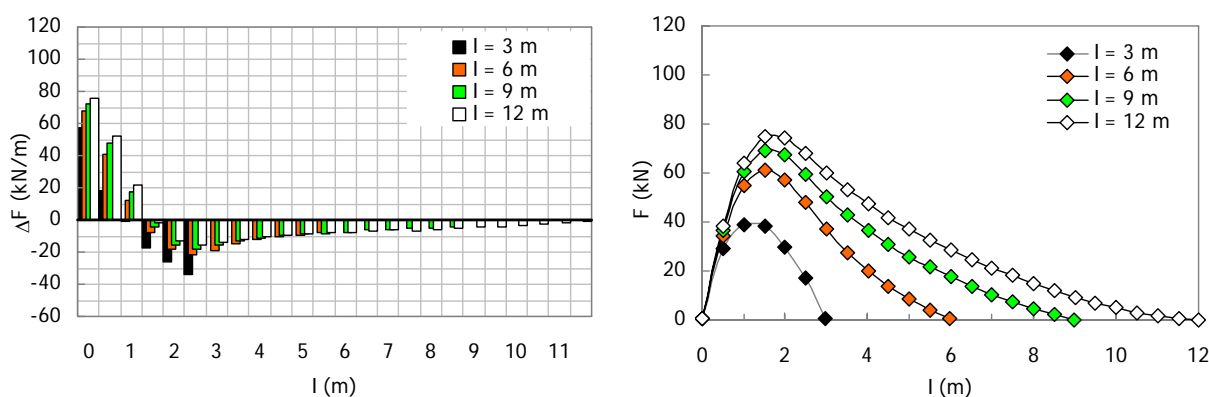


Figura 5. 14 – evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do prego médio em função do comprimento do reforço

A análise da mobilização da resistência ao longo dos pregos reforça o que foi dito e adianta algumas justificações para a observação. Com base na Figura 5. 13, constata-se que a resistência máxima mobilizada na zona activa é de cerca de 80% da máxima disponível no caso dos pregos com 6 m ou mais. Na zona de “ancoragem”, para os mesmos pregos, é notório que existe uma reserva de comprimento disponível uma vez que a resistência mobilizada atinge um valor máximo e depois decresce em direcção à extremidade do prego. Os pregos de 9 m e 12 m são praticamente equivalentes, mobilizando-se na extremidade do prego maior apenas valores residuais. Já no prego de 6 m

mobilizam-se resistências um pouco maiores apesar de ainda manter uma parcela do seu comprimento pouco solicitada. Consta-se assim que os pregos de 6 m são perfeitamente adequados para garantir a eficácia do sistema de reforço. Já no caso dos pregos de 3 m, a observação da zona de “ancoragem” sugere que o desempenho já vem diminuído. De facto, para além de se mobilizar um esforço tangencial bastante superior ao dos outros caso, não se verifica a diminuição do esforço mobilizado a partir de determinado comprimento o que sugere que o prego está a trabalhar em pleno. Por outro lado, o ponto em que se transita da zona activa para a zona de “ancoragem” teve de se aproximar da frente de escavação, de forma a garantir que a zona de “ancoragem” seria suficiente para equilibrar o prego. Esta translação do ponto de transição resultou no decréscimo significativo da força total mobilizada e logo da eficiência do sistema de reforço.

Na Figura 5. 15 representa-se a evolução da eficiência do reforço (esquerda) e das forças mobilizadas (direita) em função do comprimento dos elementos de reforço. A eficiência do reforço é representada pela diminuição observada no valor máximo da extrusão e no volume da bacia de subsidência, relativamente ao caso não reforçado. Observa-se que os referidos deslocamentos diminuem significativamente para valores crescentes do comprimento, verificando-se no entanto que praticamente estabilizam para comprimentos da ordem dos 6 m. A verdadeira estabilização da eficiência ocorre apenas para pregos de 9 m no entanto a passagem dos 9 m para 6 m acarreta apenas uma diminuição do valor do desempenho de 34% para 33% à superfície e de 72% para 70% ao nível da extrusão. No que diz respeito à evolução das forças mobilizadas em função do comprimento do prego verifica-se uma diminuição e estabilização da derivada, associada à estabilização da mancha plastificada, para comprimentos da ordem dos 6 m.

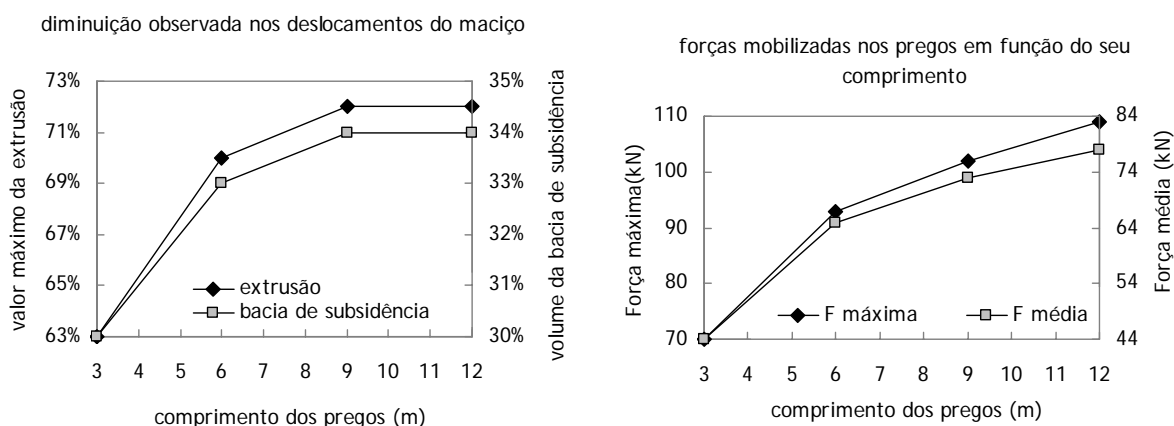


Figura 5. 15 – evolução da eficiência do reforço (esquerda) e das forças mobilizadas (direita) em função do comprimento dos elementos de reforço

Fica assim demonstrado que, no âmbito das análises realizadas, a eficácia plena do sistema de reforço só é garantida para pregos de comprimento superior a 60% do diâmetro equivalente do túnel. No caso em análise o valor de 6 m pode ser adoptado como o valor mínimo de referência, a partir do qual será conveniente proceder à substituição dos pregos.

5.3.2. EFEITO DA RESISTÊNCIA AO ARRANQUE MOBILIZÁVEL NA INTERFACE PREGO/MACIÇO (COESÃO DA CALDA)

A resistência ao arranque mobilizável na interface depende, maioritariamente, da resistência ao corte do próprio maciço. Trata-se assim de um parâmetro muito variável até porque uma selagem de má qualidade pode fazê-lo baixar significativamente conduzindo dessa forma a um mau desempenho do sistema de reforço. Segundo diversos autores existe no entanto um valor finito para a resistência ao arranque para o qual as pregagens passam a estar plenamente mobilizadas. O aumento da resistência ao arranque para além deste valor deixa de ter influência significativa sobre os resultados. Segundo Dias (1999) para um valor de 100 kN/m as pregagens aparentam estar plenamente mobilizadas, tornando-se o seu efeito sensivelmente estabilizado. Foi portanto este o valor adoptado no problema base. Calculando no entanto a resistência ao arranque com base no perímetro do furo e na resistência ao corte do maciço chega-se a um valor da resistência $T_a = 90$ kN/m. Alterando-se o estado de tensão, o maciço ou mesmo o diâmetro do furo este parâmetro virá necessariamente alterado. Tendo isso em consideração, optou-se por avaliar o efeito da resistência ao arranque sobre a eficácia das pregagens da frente de escavação. Para além do valor de 100 kN/m do problema base foram ainda analisados os valores de 25 kN/m, 50 kN/m e 200 kN/m.

Na Figura 5. 16 e na Figura 5. 17 representa-se a influência que a resistência da interface, T_a , tem sobre a eficiência do sistema de reforço.

É possível constatar, com base nas figuras, que valores da resistência ao arranque tão baixos como 25 kN/m comprometem o bom desempenho dos pregos na frente de escavação. Observa-se ainda que para valores de T_a superiores a 100 kN/m não se conseguem diminuições adicionais aos valores dos deslocamentos. O aumento de T_a de 50 kN/m para 100 kN/m é responsável pela diminuição do valor máximo da extrusão de 32% para 30% do valor não reforçado e do volume da bacia de subsidência de 70% para 67%.

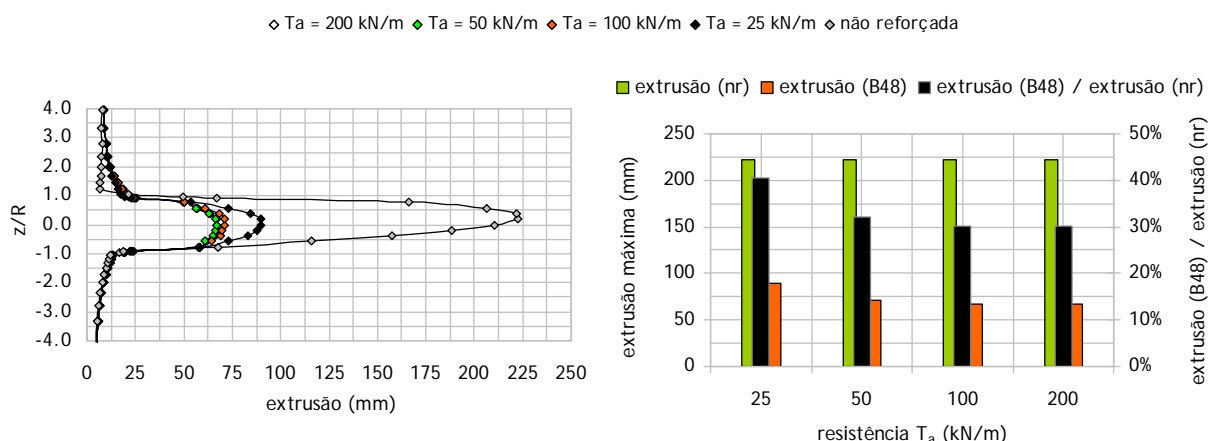


Figura 5. 16 – variações observadas no perfil vertical de extrusão em função da resistência ao arranque mobilizável na interface

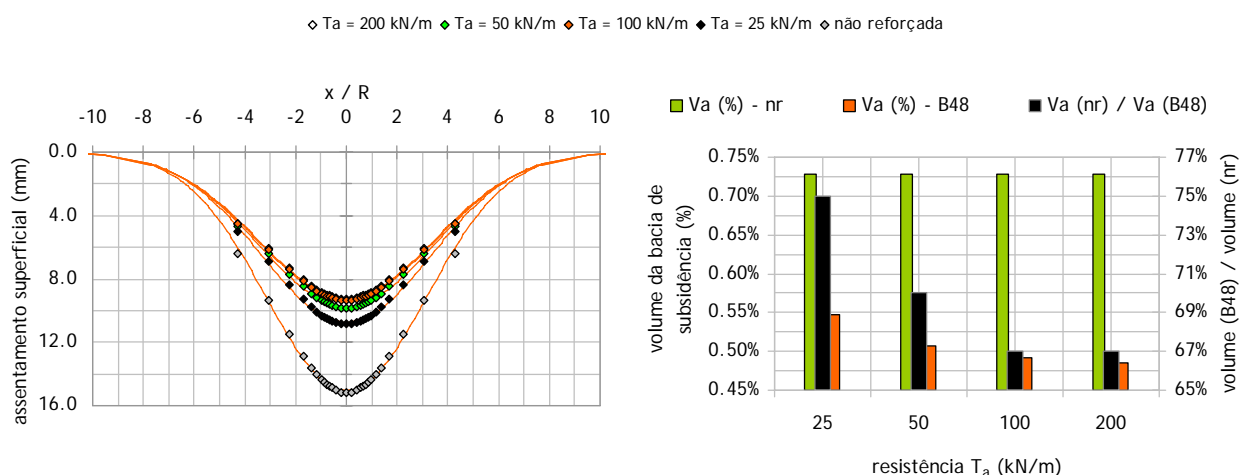


Figura 5. 17 – variações observadas no perfil transversal de assentamentos em função da resistência ao arranque mobilizável na interface

No que diz respeito aos esforços mobilizados ao longo dos pregos (Figura 5. 18 e Figura 5. 19), várias constatações interessantes podem ser feitas.

Em primeiro lugar, os esforços mobilizados quando $T_a = 100$ kN/m e quando $T_a = 200$ kN/m são praticamente equivalentes. Verifica-se que de facto o valor da resistência mobilizada no cenário base ($T_a = 100$ kN/m) nunca ultrapassa 80% do valor máximo admissível pelo que a consideração de um valor superior para resistência da interface não introduz alterações. O processo de transferência das forças do maciço para o prego parece no entanto funcionar de modo ligeiramente diferente uma vez que no caso em que a resistência é maior a maior percentagem do esforço é transferida ao longo dos primeiros 50 cm de prego.

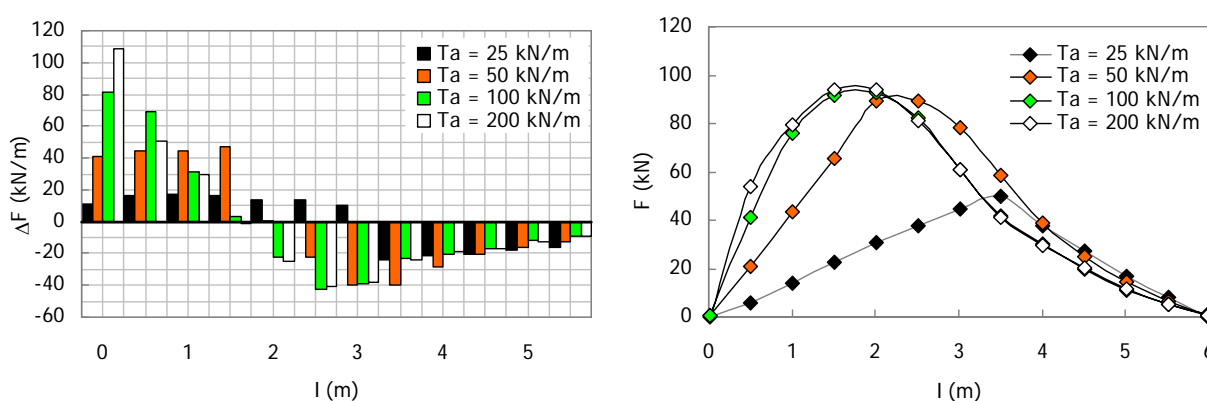


Figura 5. 18 – evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do prego mais esforçado em função da resistência ao arranque mobilizável na interface

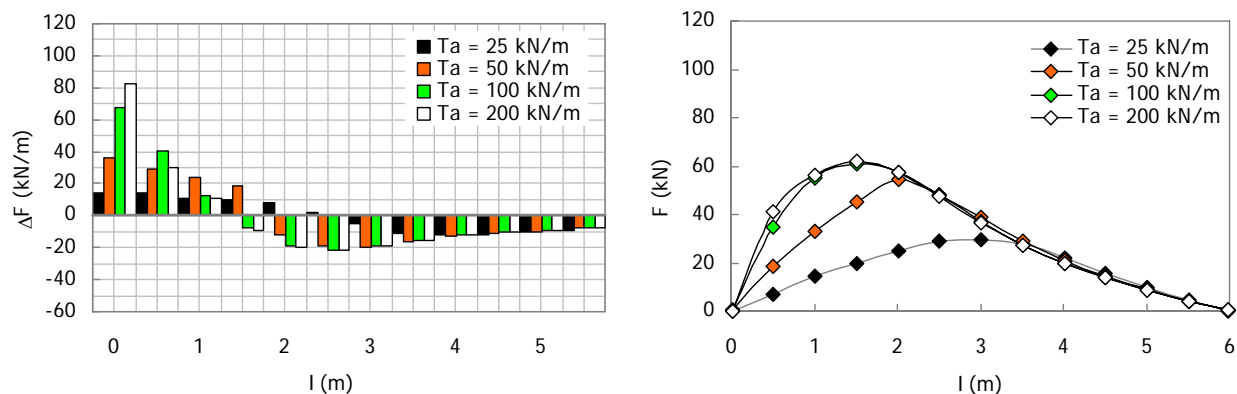


Figura 5.19 – evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do prego médio em função da resistência ao arranque mobilizável na interface

No caso em que T_a desce para 50 kN/m já se observam algumas diferenças. De facto, apesar da força máxima mobilizada não diminuir significativamente, a zona activa já tem de aumentar em cerca de 0,50 m de modo a que seja possível mobilizar o mesmo esforço, sem ultrapassar o limite máximo de 50 kN/m. No que diz respeito ao “prego mais esforçado” a resistência máxima é praticamente mobilizada ao longo de toda a zona “activa” pelo que o prego estará a trabalhar no limite da sua eficácia. Finalmente, quando a resistência da interface desce para 25 kN/m observa-se um decréscimo muito significativo das forças mobilizadas e um aumento da zona activa para 3,5 m no caso do prego mais esforçado e 3,0 m no caso do prego médio. Estas observações indiciam um decréscimo da eficiência do sistema de reforço.

As observações anteriores podem ser todas resumidas na Figura 5.20. De facto constata-se que tanto em termos de capacidade de diminuir os deslocamentos observados como em termos de forças mobilizadas nos elementos de reforço, se detecta uma estabilização para valores da resistência da interface superiores a 100 kN/m. Por outro lado, tendo em atenção que os ganhos de eficiência e o aumento das forças entre $T_a = 50$ kN/m e $T_a = 100$ kN/m são muito pequenos, será naturalmente possível situar o ponto de viragem entre estes dois valores ou mesmo adoptar $T_a = 50$ kN/m sem grande perda de eficiência.

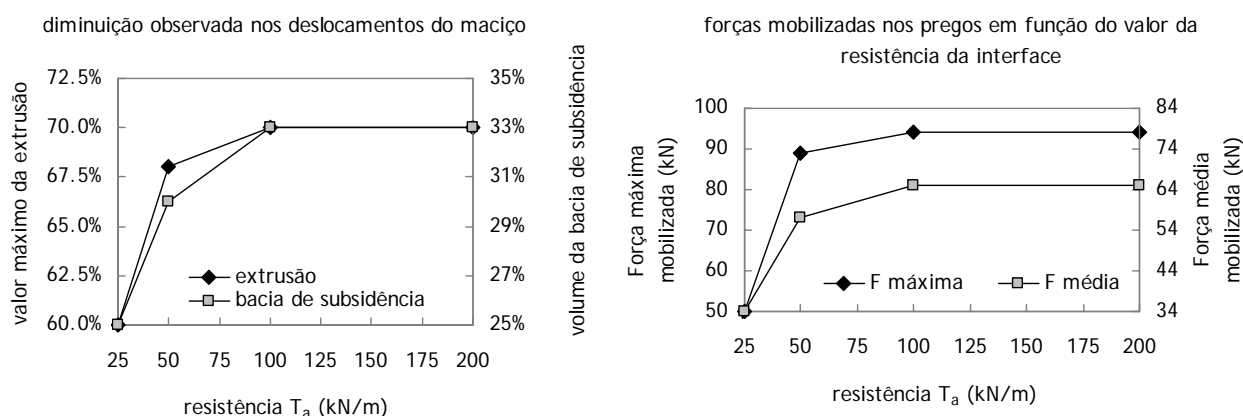


Figura 5.20 – evolução da eficiência do reforço (esquerda) e das forças mobilizadas (direita) em função da resistência ao arranque mobilizável na interface

A resistência da interface é no entanto um parâmetro que depende essencialmente do estado de tensão à cota da ancoragem e da resistência de corte do maciço em que se insere. Assim sendo a grande conclusão que se tira da Figura 5. 20 é que desde que estas condições permitam obter uma resistência da interface superior a 50 kN/m, o sistema de reforço poderá funcionar em pleno, sem perda significativa de desempenho.

5.3.3. EFEITO DA RIGIDEZ DA INTERFACE PREGO/MACIÇO (RIGIDEZ DA CALDA)

A rigidez ao corte da selagem é um parâmetro que determina a qualidade interacção entre o prego a calda e o maciço, em particular a transferência de esforços entre o maciço e o elemento de reforço.

Para a determinação deste parâmetro adoptou-se a proposta do manual do utilizador do Flac^{3D}, representada anteriormente na expressão (4-1). Segundo a expressão referida a rigidez da interface depende do diâmetro equivalente do prego, da espessura da calda e do módulo de distorção da calda. Os dois primeiros parâmetros são de fácil determinação, para o terceiro adoptou-se $G = 10$ GPa. Considerando que poderia haver alguma variação no valor do módulo de distorção, e para avaliar a influência que tal variação poderia ter na eficiência do sistema de reforço, avaliaram-se também os valores $G = 1$ GPa e $G = 100$ GPa. Tratam-se de valores muito afastados do que normalmente se mede e o objectivo da sua utilização prende-se com a vantagem de avaliar um intervalo extremamente alargado de forma a cobrir, largamente, toda a variação eventualmente possível.

Refira-se que também o perfil adoptado poderia alterar o valor da rigidez da interface, uma vez que dele depende o valor da espessura da calda e do diâmetro equivalente do prego. No entanto, e considerando furos sempre de 100 mm, o perfil menos robusto forneceria um valor da rigidez pouco inferior a metade do k_c (base) pelo que esta alteração ainda seria abrangida pelo intervalo considerado.

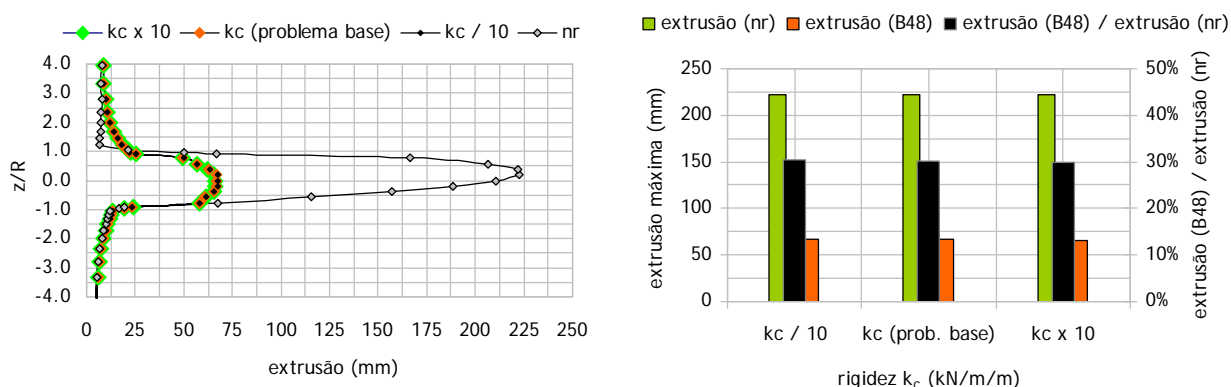


Figura 5. 21 – variações observadas no perfil vertical de extrusão em função da rigidez da interface

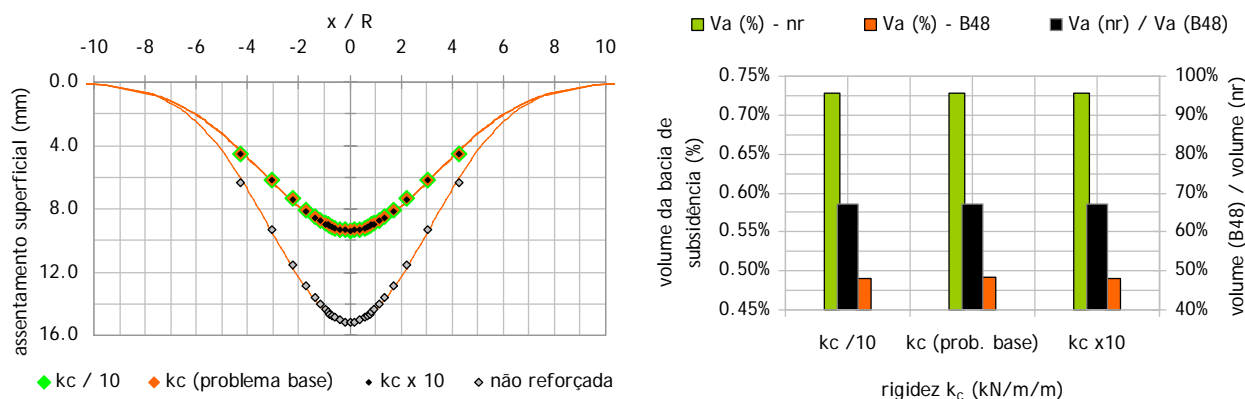


Figura 5.22 – variações observadas no perfil transversal de assentamentos em função da rigidez da interface

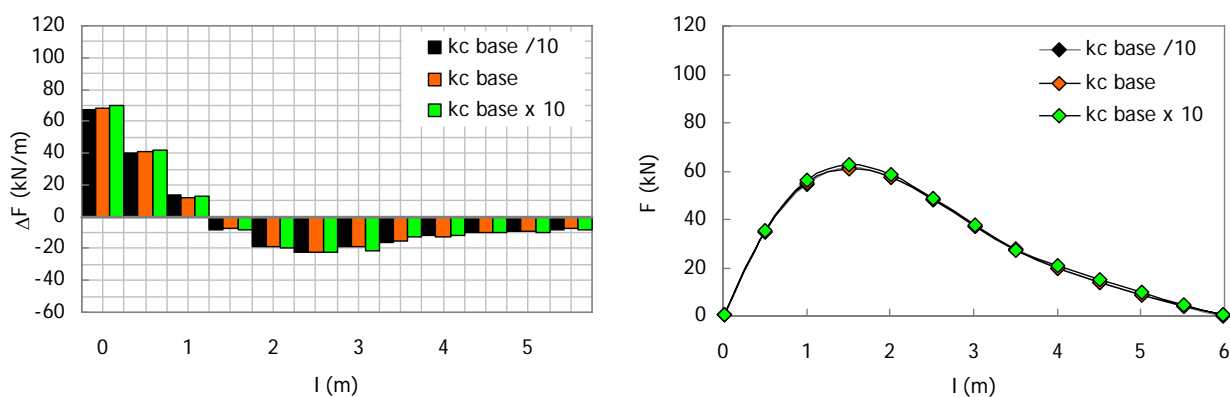


Figura 5.23 – evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do prego médio em função da rigidez da interface

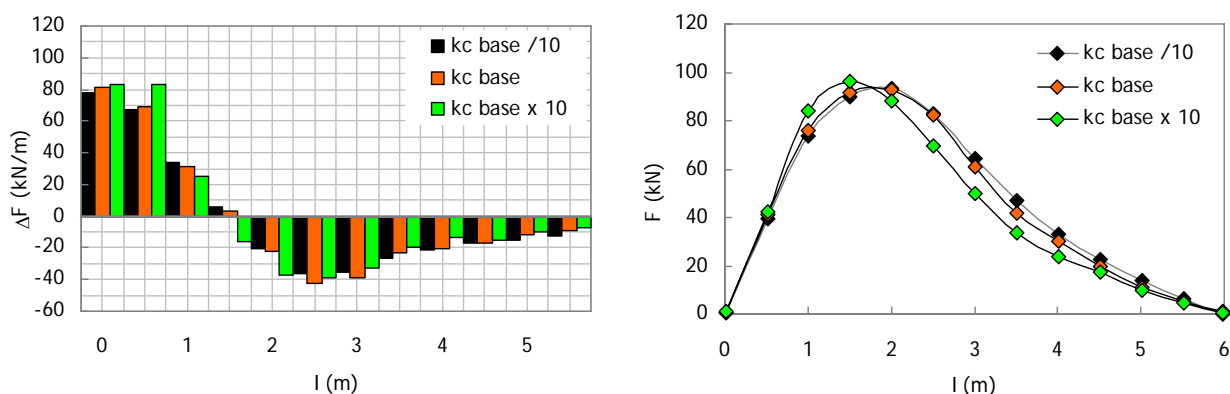


Figura 5.24 – evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do prego mais esforçado em função da rigidez da interface

Não se observam alterações nos resultados decorrentes do valor de k_c considerado para além de uma migração ligeiramente mais rápida de esforços na zona activa, no caso da ligação mais rígida.

As figuras evidenciam que, dentro de um intervalo de variação mais do que razoável, não é expectável que os valores correntemente observados da rigidez da interface comprometam o desempenho do sistema de reforço da frente de escavação com elementos lineares.

5.3.4. EFEITO DA RIGIDEZ DO SISTEMA DE REFORÇO

Relativamente à avaliação do efeito da rigidez do sistema de reforço, e segundo Dias (1999), o que determina a eficácia do sistema é o módulo de deformabilidade de cada prego multiplicado pelo número de pregos, e não a rigidez individual de cada elemento.

Wong et al. (1999) referiram, por seu turno, a importância da “deformabilidade relativa” dos pregos,. Segundo os autores, para um valor de $E_{\text{prego}}/E_{\text{solo}}$ inferior a 100, a contribuição dos pregos para a redução da extrusão deixa de ser importante.

Procurou-se unificar as observações de ambos os trabalhos referidos através da definição de um novo parâmetro que se designou por RAR, “rigidez absoluta relativa”, o qual se antecipa que venha a ser o parâmetro chave na definição da rigidez do sistema de reforço:

$$RAR = \frac{n \cdot A_p \cdot E_p}{A_{st} \cdot E_s}, \quad (5-1)$$

em que n é o número de pregos, A_p e E_p a secção recta e o módulo de elasticidade de cada prego, A_{st} a secção da frente de escavação e E_s o módulo de deformabilidade do maciço.

No âmbito do presente estudo procedeu-se à variação da rigidez axial dos pregos (alterando o perfil adoptado, i.e., a sua área A_p) e à variação da densidade de pregagem. Os perfis analisados representam-se no Quadro 5. 1 e as duas densidades de pregagem avaliadas na Figura 5. 25.

Refira-se que, de acordo com o Quadro 5. 1, também a rigidez da interface, k_c , sofreu alterações. Este facto decorre naturalmente de ela ser função da espessura da calda e do diâmetro equivalente do prego, os quais dependem directamente do parâmetro A_p .

Quadro 5. 1 – sistemas de reforço avaliados (elementos estruturais Durglass FL da empresa *sireg*)

DP (p/m ²)	Ref. prego	Tipo	A_p (cm ²)	k_c (kN/m/m)	T_R (kN)	RAR
0,5	B2	barra circular cheia	0,20	2,10e6	20	0,008
0,5	P12	placa rectangular	1,20	3,01e6	120	0,047
0,5	B48	barra circular cheia	4,80	4,50e6	480	0,190
0,5	ES90	elemento composto	9,00	5,80e6	900	0,356
0,5	ES180	elemento composto	18,00	8,53e6	1800	0,712
1,0	B2	barra circular cheia	0,20	2,10e6	20	0,016
1,0	B7	barra circular cheia	0,70	2,66e6	70	0,055
1,0	B48	barra circular cheia	4,80	4,50e6	480	0,379
1,0	ES90	elemento composto	9,00	5,80e6	900	0,712
1,0	ES180	elemento composto	18,00	8,53e6	1800	1,423

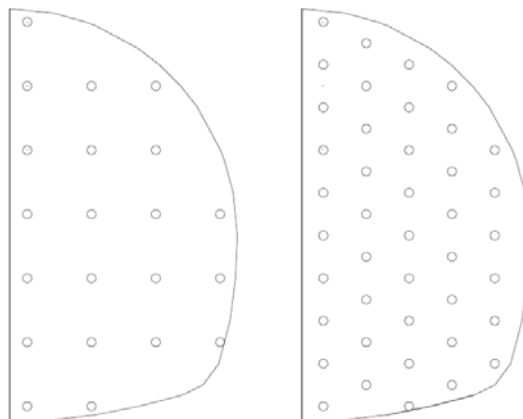
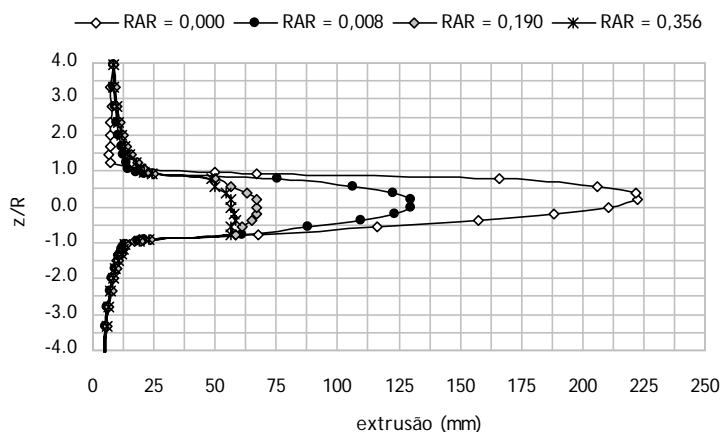


Figura 5. 25 – densidades de pregagem analisadas

5.3.4.1. Efeito da rigidez do sistema de reforço sobre os deslocamentos do maciço

Na Figura 5. 26 e na Figura 5. 27 representa-se o efeito do parâmetro de rigidez sobre a evolução do perfil vertical de extrusão. Verifica-se que basta um valor reduzido de RAR para se produzirem melhorias muito significativas nos deslocamentos observados. De facto, a utilização de 1 prego com apenas $0,2 \text{ cm}^2$ de secção (perfil B2) em cada 2 m^2 de frente é suficiente para reduzir o valor máximo observado para cerca de metade (Figura 5. 26).

Observa-se adicionalmente que, independentemente da densidade de pregagem utilizada, não é possível reduzir o valor máximo da extrusão em mais de 70%, alcançando-se o desempenho máximo do sistema de reforço para um valor de RAR próximo de 0,4. Aumentos adicionais da “rigidez absoluta relativa” têm como consequência a “linearização” do perfil vertical de extrusão, sem que se observem melhorias significativas na magnitude dos valores registados (Figura 5. 27).

Figura 5. 26 – efeito do parâmetro RAR sobre o perfil vertical de extrusão ($0,5 \text{ pregos/m}^2$)

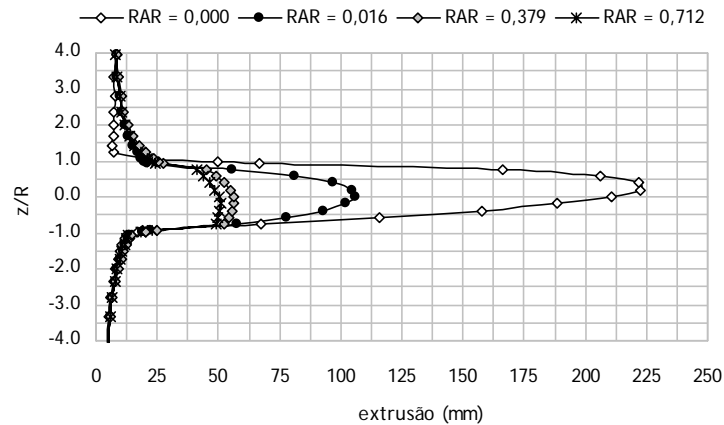


Figura 5. 27 – efeito do parâmetro RAR sobre o perfil vertical de extrusão (1,0 pregos/m²)

Os movimentos observados na frente propagam-se em direcção à superfície resultando, no caso de túneis pouco profundos, na aparição à superfície do terreno de deslocamentos verticais e horizontais. Estes deslocamentos, bem como a influência que o parâmetro “rigidez absoluta relativa” tem sobre eles, representam-se na Figura 5. 28 e na Figura 5. 29. Optou-se por omitir os perfis correspondentes aos valores de RAR superiores a 0,356 (no caso da frente com 42 pregos) e a 0.379 (no caso da frente com 84 pregos) por se sobreporem aos existentes. Verifica-se que todos os perfis de assentamentos superficiais determinados são bem aproximados por uma curva de Gauss invertida. No que diz respeito aos perfis de deslocamentos horizontais, em particular no caso das frentes reforçadas, a previsão apresenta algum afastamento relativamente aos valores calculados no caso dos pontos mais afastados do eixo. Este afastamento estará possivelmente relacionado com as fronteiras laterais da malha de diferenças finitas, ao longo das quais se anulam os deslocamentos horizontais, fazendo com que os valores calculados sejam inferiores aos previstos.

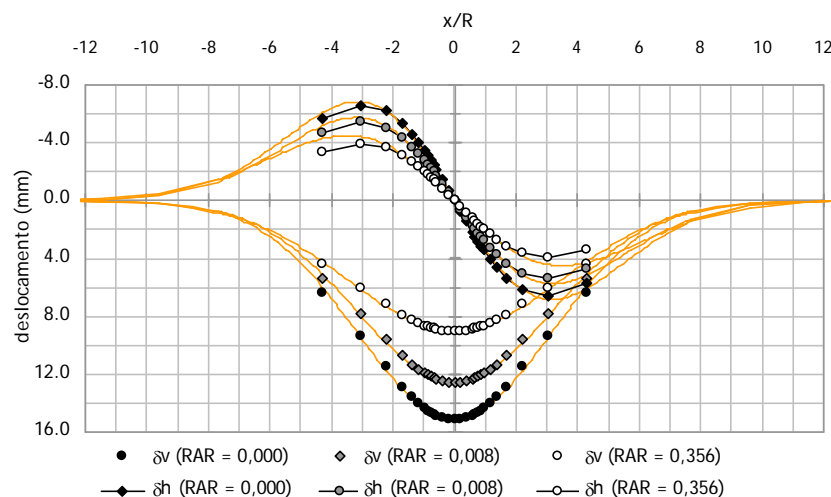


Figura 5. 28 – efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de assentos e deslocamentos horizontais aquando da passagem da frente de escavação (0,5 pregos/m²)

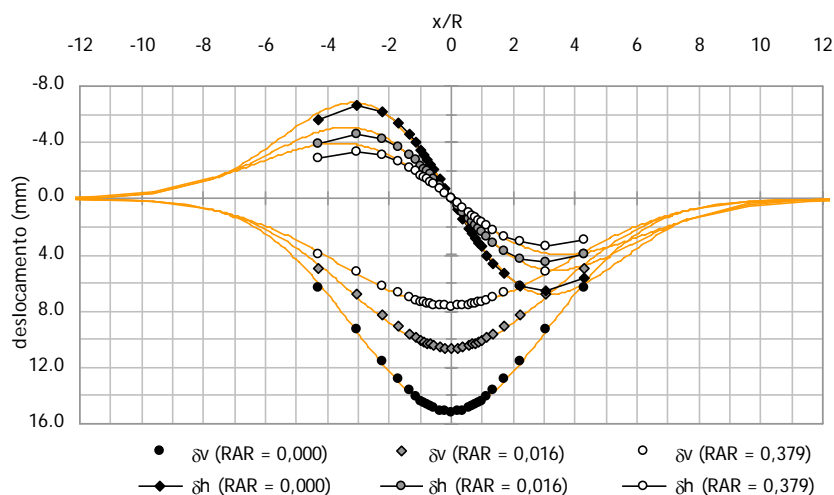


Figura 5. 29 – efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de assentos e deslocamentos horizontais aquando da passagem da frente de escavação (reforçado com 1,0 pregos/m²)

Observa-se, tal como se tinha constatado para os perfis de extrusão verticais, que o reforço da frente de escavação com pregos de apenas 0,2 cm² de secção, com uma densidade de 0,5 pregos por cada metro quadrado de frente, é suficiente para diminuir o valor máximo do assentamento para cerca de 80%. Adicionalmente, observa-se que a partir de um valor do parâmetro RAR de cerca de 0,4 já não é possível obter melhorias nos perfis transversais, os quais estabilizam com uma diminuição do valor do assentamento máximo para cerca de 60% do valor original.

Relativamente à largura do perfil transversal de assentamentos observa-se um ligeiro aumento que se traduz num aumento máximo do parâmetro i_x inferior a 15%. Este aumento no entanto é suficiente para diminuir a eficácia global do reforço da frente da frente sobre os assentamentos à superfície. De facto, embora se registre a diminuição do assentamento vertical máximo para 60%, o volume da bacia de subsidência apenas diminui para um valor ligeiramente inferior a 70%.

No Quadro 5.2 resumem-se os resultados obtidos, em termos dos parâmetros definidores da bacia de subsidência.

Quadro 5. 2– efeito do parâmetro RAR sobre os parâmetros que definem o perfil transversal de assentamentos

DP (p/m ²)	RAR	$\delta_{v \max}$ (mm)	i_x (m)	V_a (%)	k
0,0	0,000	15,06	16,45	0,7%	0,75
0,5	0,008	12,47	16,71	0,6%	0,76
0,5	0,356	8,99	18,18	0,5%	0,83
1,0	0,016	10,53	17,52	0,5%	0,80
1,0	0,379	7,59	18,90	0,4%	0,86

Verifica-se que o volume da bacia de subsidência, por unidade de comprimento, é inferior a 1% no caso não reforçado. Este valor é usualmente associado a um solo dilatante e a uma construção de qualidade, a qual advém, no caso em estudo, do fecho do revestimento a apenas 0,50 m da frente. A execução do reforço da frente de escavação permite baixar ainda mais este valor, obtendo-se para o valor limite de RAR = 0,4 um volume V_a de apenas 0,4%. No que diz respeito à largura da bacia,

verifica-se um ligeiro aumento associado a um parâmetro RAR crescente. Na Figura 5. 30 representam-se graficamente as observações descritas.

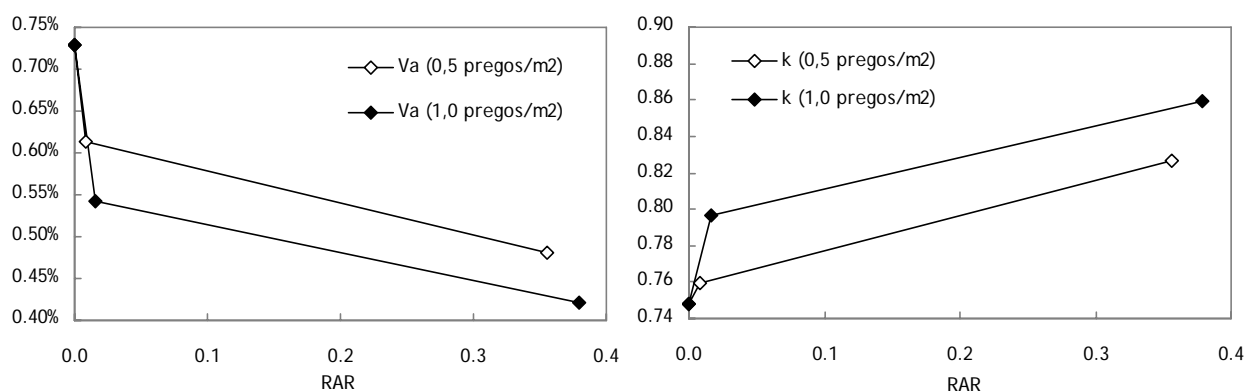


Figura 5. 30 – efeito do parâmetro RAR sobre os parâmetros que definem o perfil transversal de assentamentos

Mais importante do que controlar os deslocamentos à superfície é controlar a sua variação do espaço, i.e., a distorção angular e a deformação horizontal. Na Figura 5. 31 e na Figura 5. 32 representa-se o efeito que o parâmetro “rigidez absoluta relativa” tem sobre estes parâmetros. Optou-se por representar apenas o caso não reforçado e dois dos valores analisados para o parâmetro RAR, o valor mínimo avaliado e o valor a partir do qual o efeito adicional deixa de ser mensurável. As linhas contínuas foram obtidas a partir das derivadas em ordem a x das expressões (4-2) e (4-3).

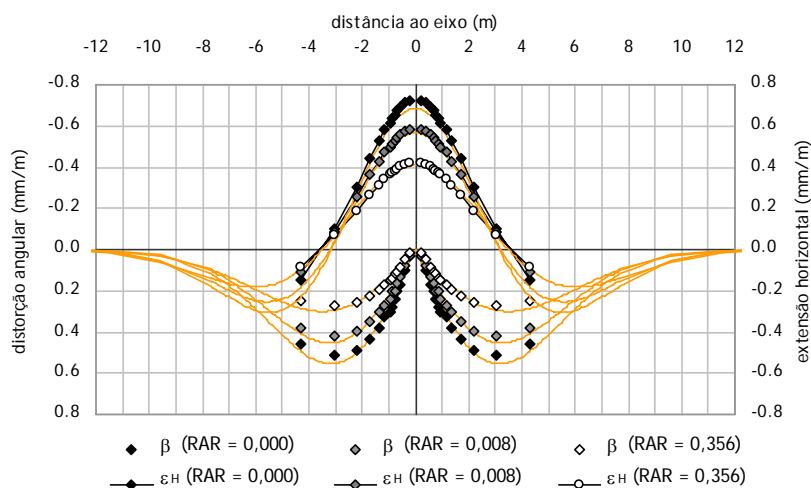


Figura 5. 31 – efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de distorção angular e extensão horizontal à superfície aquando da passagem da frente de escavação (0,5 pregos/m²)

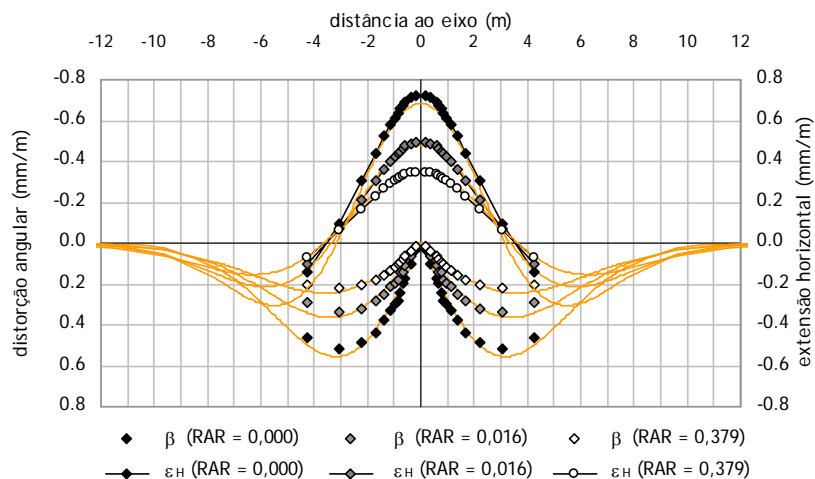


Figura 5.32 – efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de distorção angular e extensão horizontal à superfície aquando da passagem da frente de escavação (1,0 pregos/m²)

As deformações representadas podem resultar em danos à superfície. Existem vários critérios para avaliar a gravidade dos danos potenciais tendo-se adoptado ao longo deste texto o de Boscardin e Cording (1989). Na Figura 5.33 e na Figura 5.34 enquadram-se os diversos valores de RAR analisados neste critério.

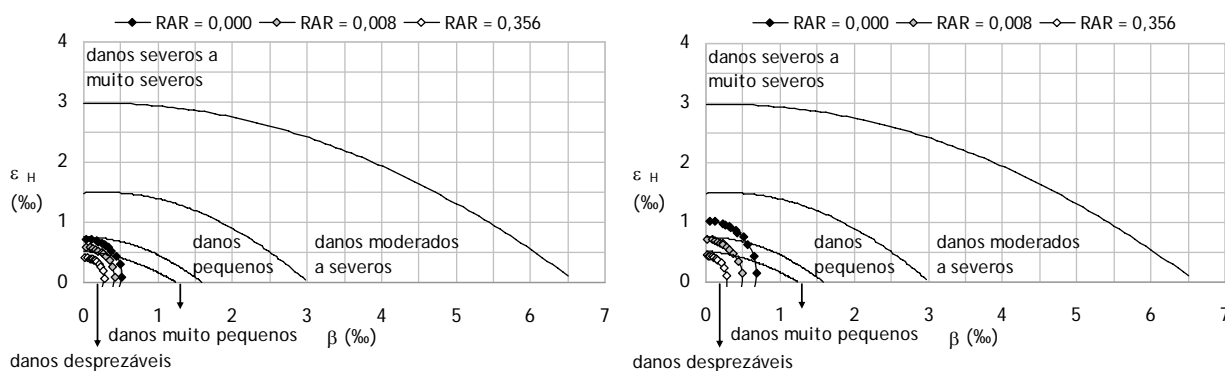


Figura 5.33 – efeito do RAR sobre os danos previstos, segundo Boscardin e Cording (1989), aquando da passagem da frente (esquerda) e no final da escavação (direita) - 0,5 pregos/m²

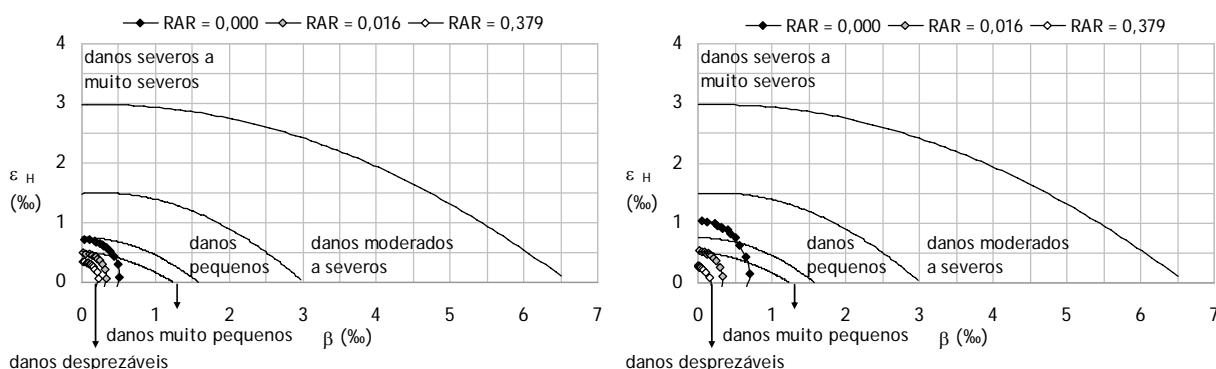


Figura 5.34 – efeito do RAR sobre os danos previstos, segundo Boscardin e Cording (1989), aquando da passagem da frente (esquerda) e no final da escavação (direita) - 1,0 pregos/m²

É possível observar que a utilização de um RAR próximo de 0,4 permite transitar de uma classificação de “danos pequenos” para uma classificação de “danos desprezáveis”. Prescindiu-se da representação das curvas associadas a valores mais elevados do parâmetro “rigidez absoluta relativa” uma vez que não se traduziram em ganhos adicionais.

A Figura 5. 35 sintetiza e reforça todas as observações feitas. Ela ilustra a evolução dos parâmetros normalizados extrusão e volume 3D. A extrusão normalizada consiste no integral do perfil vertical dos deslocamentos longitudinais na frente, para um dado sistema de reforço, dividido pelo valor correspondente associado ao cenário não reforçado (nr). Quanto ao volume 3D normalizado, é determinado de forma semelhante mas a partir dos valores medidos para os volumes totais da bacia de subsidência.

A observação da figura suscita algumas conclusões interessantes. Em primeiro lugar, constata-se que, independentemente do número de pregos instalados na frente de escavação, o reforço permite diminuir o valor da extrusão máxima em cerca de 70% e o volume da bacia de subsidência em cerca de 30%. Verifica-se que em termos de melhoria potencial, ambas as densidades de pregos são quase equivalentes, observando-se no entanto um desempenho ligeiramente superior no caso do reforço mais denso, principalmente à superfície.

Observa-se adicionalmente que ambos os parâmetros analisados seguem uma evolução semelhante, estabilizando para um valor de RAR próximo de 0,4 e sofrendo a maior parte da evolução (85%) para valores do parâmetro de rigidez inferiores a 0,1.

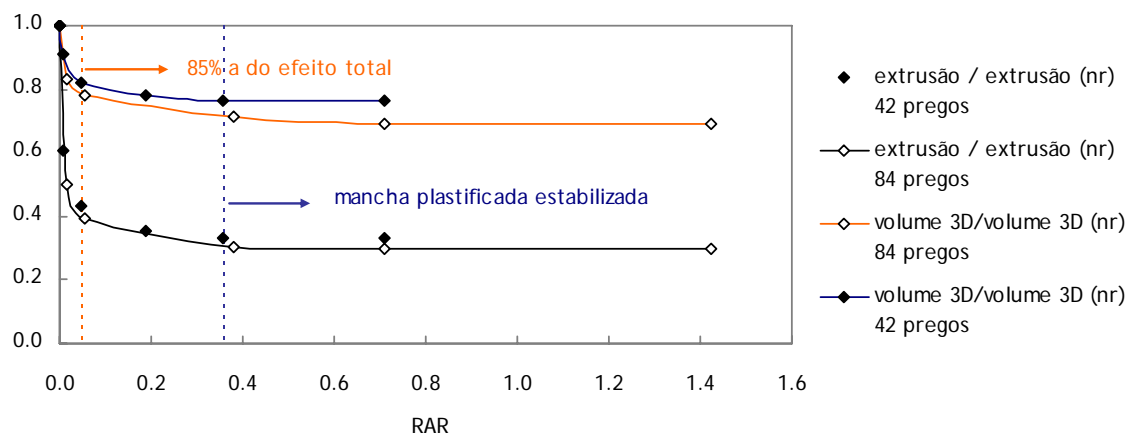


Figura 5. 35 – evolução dos parâmetros normalizados extrusão média e volume 3D da bacia de subsidência para valores crescentes de RAR

A observação da Figura 5. 36 e da Figura 5. 37 adianta uma explicação para a estabilização observada nos deslocamentos. De facto, verifica-se que um valor de RAR muito pequeno (0,008 para 0,5 pregos/m² e 0,016 para 1,0 pregos/m²) provoca uma diminuição significativa na extensão da mancha plastificada. Por outro lado, valores de RAR próximos de 0,4 surgem associados a uma estabilização da mancha plastificada. A utilização de valores mais elevados da “rigidez absoluta relativa” não consegue diminuir adicionalmente a extensão observada pelo que se prescindiu da sua representação.

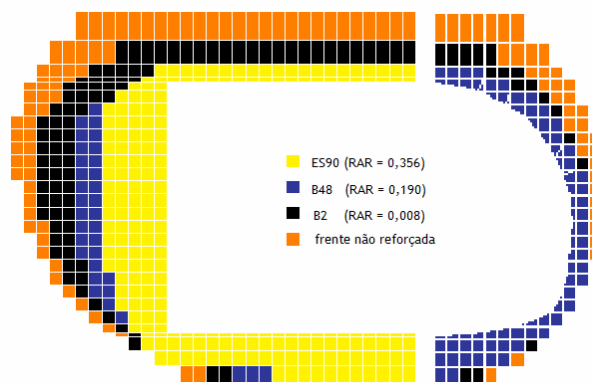


Figura 5. 36 – evolução da zona plastificada na frente de escavação (corte longitudinal) em função do RAR utilizado (0,5 pregos/m²)

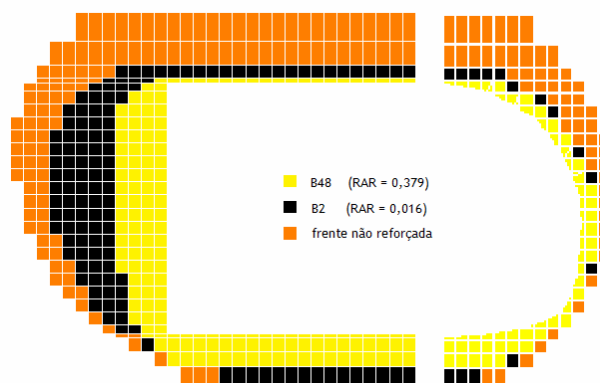


Figura 5. 37 – evolução da zona plastificada na frente de escavação (corte longitudinal) em função do RAR utilizado (1,0 pregos/m²)

Também as trajectórias de tensão apontam para uma diminuição significativa da zona plastificada, acompanhada de estabilização para valores de RAR superiores a 0,4. Na Figura 5. 38 e na Figura 5. 39 representam-se as trajectórias de tensão no coroamento e no hasteal, para as duas densidades de reforço analisadas. Optou-se por não se representar as trajectórias de tensão ao nível da soleira, por não sofrerem alteração significativa. As linhas apresentadas dizem respeito aos casos extremos analisados, a situação não reforçada e a situação correspondente ao valor de RAR a partir do qual deixam de ser visíveis alterações na trajectória.

A evolução do estado de tensão aponta para uma plastificação muito mais tardia no caso reforçado. Ao nível do coroamento, a distância à frente a que ocorre o início da plastificação, passa de 4,5 m para um máximo de 0,5 m. Já no hasteal os ganhos são mais modestos, passando-se de 2,0 m para um máximo de 0,5 m. É notório um melhor desempenho da densidade de reforço de 1,0 pregos/m², embora seja pouco significativo, que poderá estar relacionado com o valor ligeiramente superior do parâmetro RAR.

Comprova-se a existência de um valor da “rigidez absoluta relativa” a partir do qual deixa de ser possível diminuir a extensão da mancha plastificada.

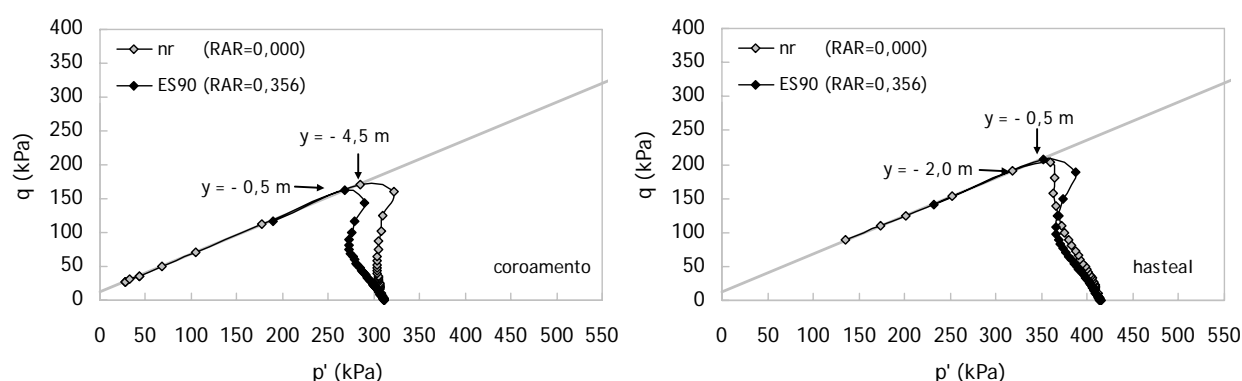


Figura 5.38 – efeito do parâmetro RAR sobre as trajetórias de tensão no coroamento e no hasteal (0,5 pregos/m²)

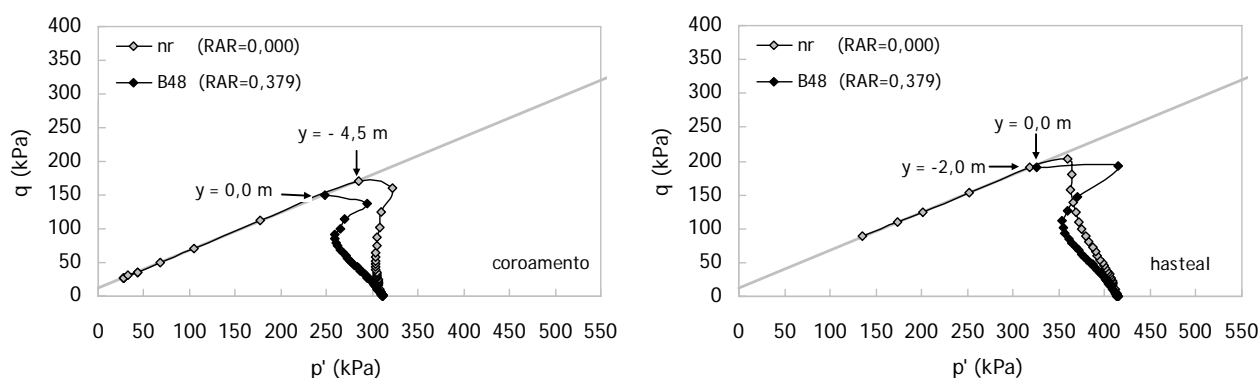


Figura 5.39 – efeito do parâmetro RAR sobre as trajetórias de tensão no coroamento e no hasteal (1,0 pregos/m²)

5.3.4.2. Efeito da rigidez do sistema de reforço sobre as forças mobilizadas nos elementos de reforço

A distribuição da resistência e do esforço total mobilizado ao longo do “prego mais esforçado” e do “prego médio” está presente nas Figuras 5.41 a 5.44. Verifica-se que a transição entre a zona ativa e a passiva ocorre a uma distância da frente que varia entre 0,5 e 2,0 m que cresce com o aumento da rigidez do sistema de reforço. Esta translação do ponto de transição, bem como o aumento do valor máximo, justificam-se facilmente pelo aumento dos esforços que migram do maciço para o elemento de reforço.

Relativamente à influência do parâmetro RAR sobre o andamento geral das curvas, constata-se que não sofre alteração para além da localização da transição entre as zonas ativa e passiva, já referida. Quanto aos valores mobilizados da resistência, observa-se que aumentam com o parâmetro RAR, aproximando-se bastante do valor limite de 100 kN/m no caso do perfil mais robusto analisado (ES180). Já a força máxima instalada se mantém muito inferior aos valores limite (Quadro 5. 1).

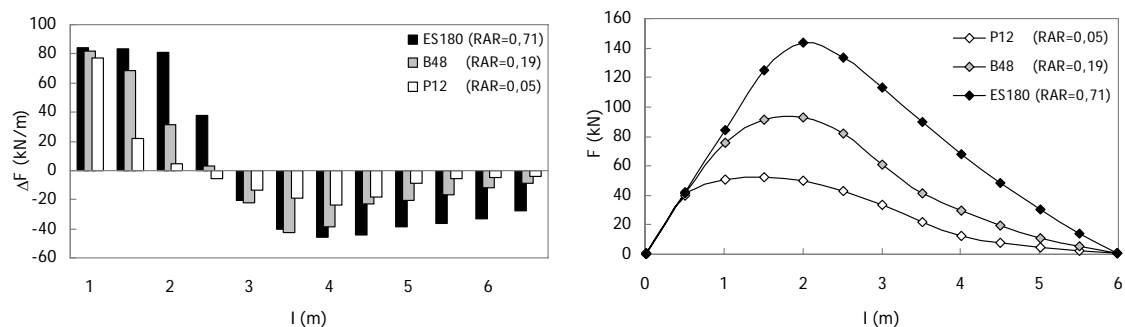


Figura 5.40 – evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego mais esforçado” em função da RAR (0,5 pregos/m²)

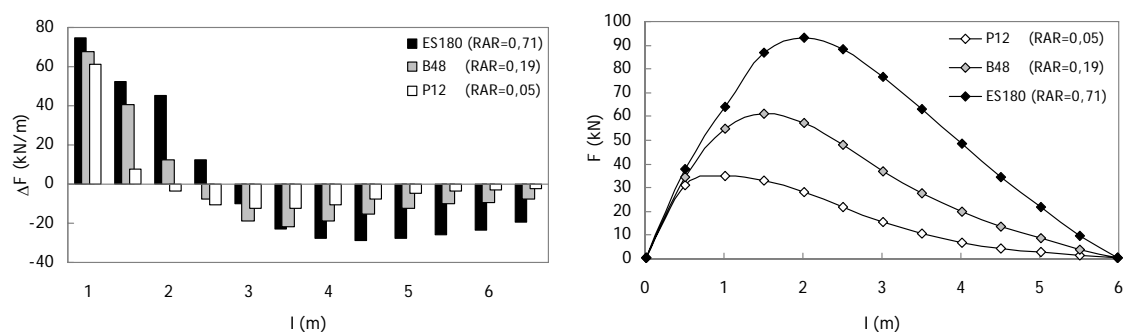


Figura 5.41 – evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego médio” em função da RAR (0,5 pregos/m²)

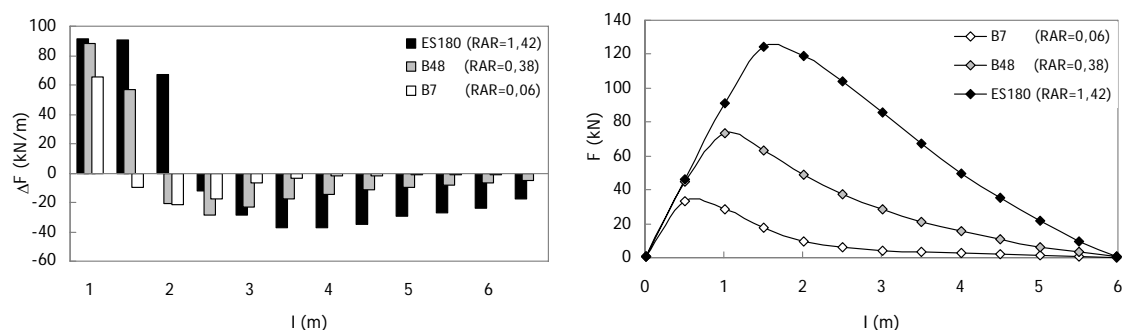


Figura 5.42 – evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego mais esforçado” em função da RAR (1,0 pregos/m²)

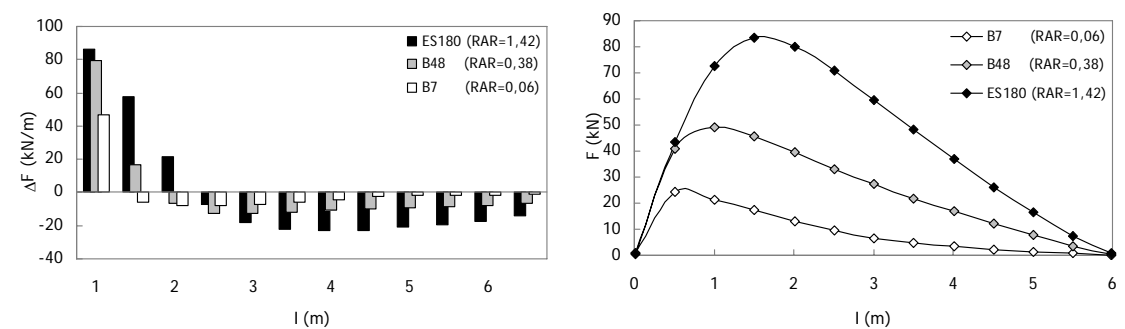


Figura 5.43 – evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego médio” em função da RAR efeito (1,0 pregos/m²)

Na Figura 5. 44 representa-se a evolução do valor da força mobilizada no prego mais esforçado (força máxima) e do valor médio das forças mobilizadas em todos os pregos (força média), em função do parâmetro RAR.

Constata-se que, contrariamente ao que se passa com os deslocamentos, não existe uma tendência de estabilização para valores crescentes daquele parâmetro. Observa-se no entanto uma estabilização da derivada, o que parece indiciar que a partir de um valor de RAR próximo de 0,4 não ocorre significativa diminuição da zona plastificada, tal como já se comprovou anteriormente.

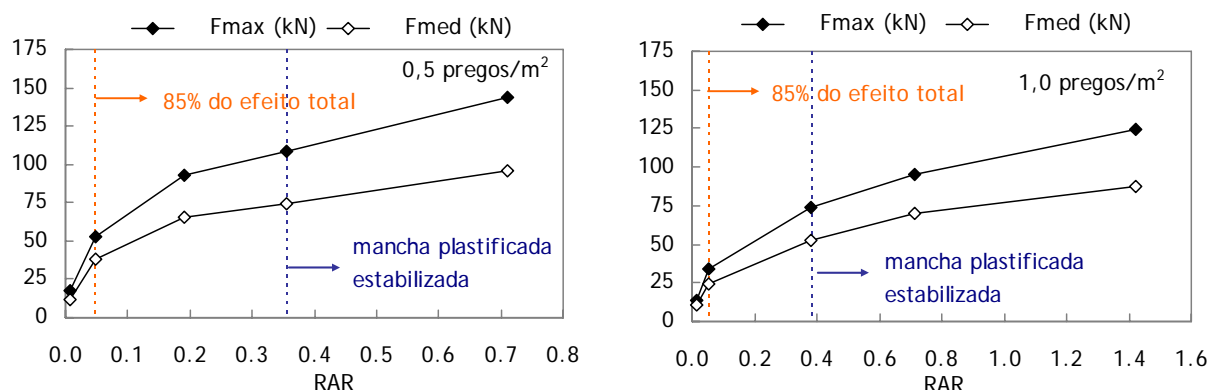


Figura 5. 44 – evolução do valor da força máxima e do valor da força média para valores crescentes de RAR

Verifica-se ainda que a maior taxa de crescimento das forças mobilizadas ocorre para valores da rigidez inferiores a 0,1, vindo associada a cerca de 85% do efeito de reforço total.

A evolução da força média e da força máxima são semelhantes pelo que se pode concluir que todos os pregos instalados respondem de forma semelhante ao aumento do parâmetro da rigidez absoluta relativa (RAR). No que diz respeito à equivalência das duas densidades analisadas, nota-se que a força total mobilizada (soma das forças em todos os pregos ou seja a força média multiplicada pelo número de pregos) não é igual nos dois cenários para o mesmo valor de RAR. De facto verifica-se que a força total é cerca de 30% superior no caso em que se tem 84 pregos na frente de escavação. Esta constatação mostra que as duas abordagens, apesar de fornecerem resultados bastante próximos, não são de facto equivalentes. Parece inclusivamente natural que uma maior densidade propicie um maior confinamento da frente e, em consequência, mobilize uma maior força total nos elementos de reforço.

A variação da força mobilizada em função do posicionamento do prego na frente de escavação está representada nas figuras 5.46 a 5.49.

Comprova-se que, embora os valores máximos mobilizados sejam fortemente dependentes da rigidez global relativa (RAR) do sistema, a sua distribuição é semelhante em todos os casos analisados e que os pregos mais esforçados se localizam próximo do eixo de simetria da secção (pregos cor de laranja), diminuindo em seguida o esforço gradualmente em direcção ao contorno. Os pregos periféricos (coroamento, umbral e soleira) praticamente não mobilizam esforços o que aponta para a possibilidade de serem dispensados sem introduzir alterações significativas nos deslocamentos observados.

Para ambas as densidades analisadas foram representados os resultados referentes ao perfil mais robusto disponibilizado pelo fabricante (ES180, Figura 5. 46 e Figura 5. 48) e o perfil do cenário base (B48, Figura 5. 45 e Figura 5. 47).

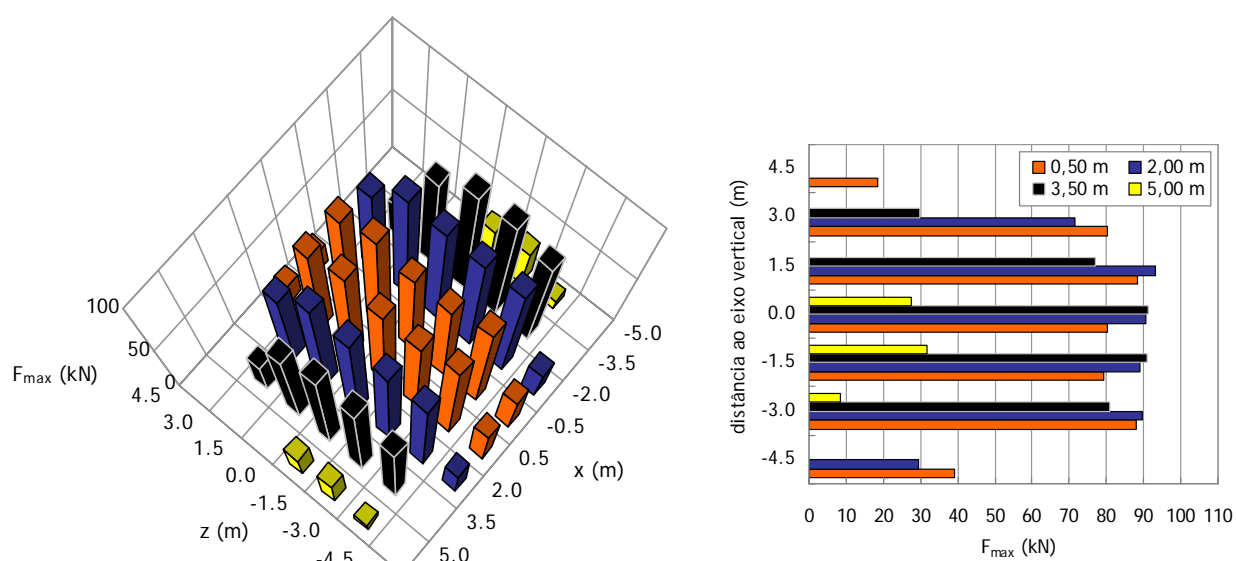


Figura 5. 45 – magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente de escavação (42 pregos B48, RAR = 0,190)

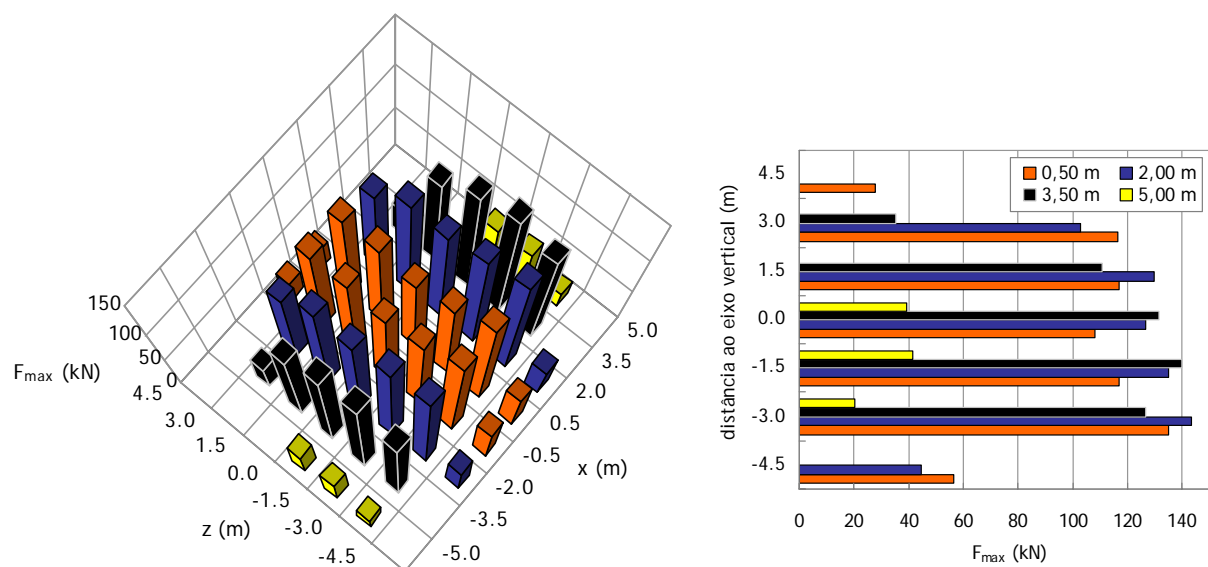


Figura 5. 46 – magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente de escavação (42 pregos ES180, RAR = 0,712)

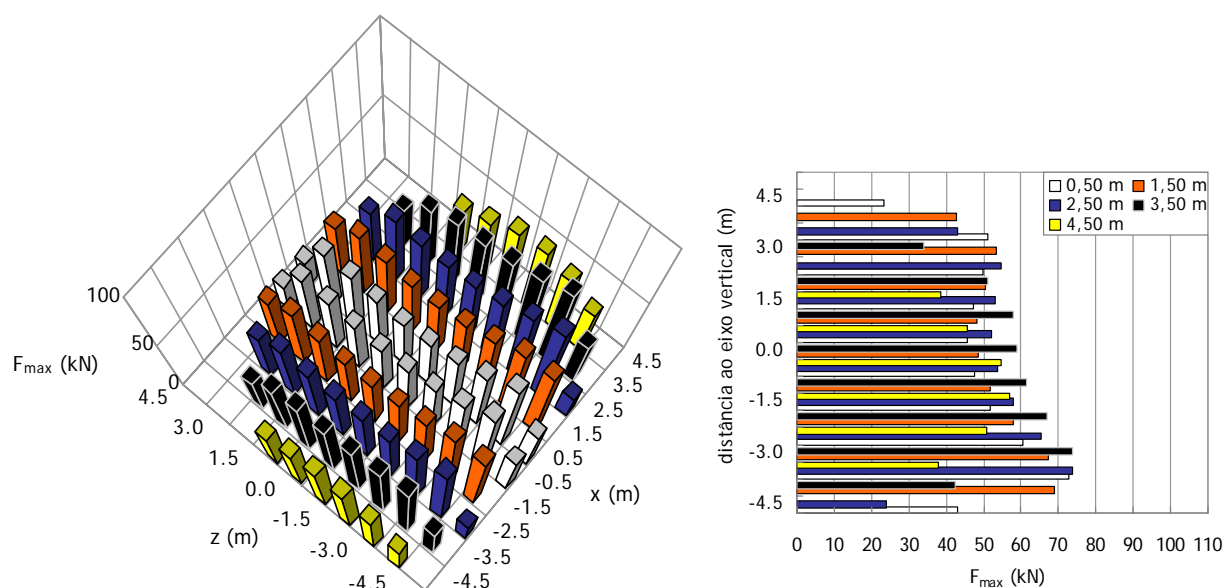


Figura 5. 47 – magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente de escavação (84 pregos B48, RAR = 0,379)

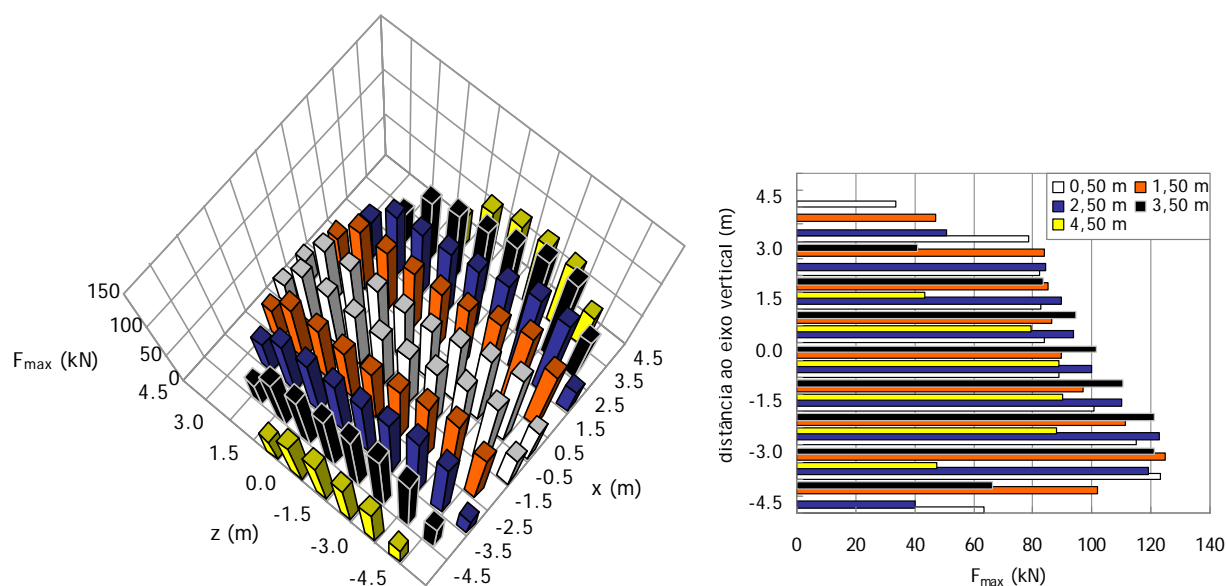


Figura 5. 48 – magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente de escavação (84 pregos ES180, RAR = 1,423)

5.4. ALTERAÇÃO DAS PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DO MACIÇO

Em 5.3 constatou-se a existência de uma “rigidez global relativa” ótima, acima da qual não seria possível aumentar o efeito de reforço das pregagens na frente de escavação. Esta observação permite otimizar a relação desempenho/custo evitando que se utilizem densidades de pregagem excessivas ou perfis demasiado robustos.

A observação referida foi no entanto feita no âmbito dos parâmetros geotécnicos do cenário base definido no capítulo 4. Torna-se assim indispensável verificar se se mantém válida caso este cenário sofra variação. Com esse objectivo em mente, procedeu-se à análise de diversos cenários alternativos obtidos a partir da variação de um conjunto de parâmetros geotécnicos que foram considerados significativos (4.5.2).

Para cada um dos cenários alternativos efectuou-se um conjunto de análises em que se variou o valor da RAR, de forma a confirmar a existência de um valor óptimo para este parâmetro.

O conjunto de todas as análises realizadas permitiu criar uma base de dados, de razoável dimensão, que foi posteriormente (Capítulo 6) aplicada no desenvolvimento de uma metodologia de dimensionamento de frentes de escavação pregadas.

5.4.1. MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DO ESTRATO INTERMÉDIO

A análise dos cenários alternativos inicia-se com a variação do módulo de deformabilidade da camada envolvente do túnel, E_s^{int} . No Quadro 5.3 resumem-se os sistemas de pregagem analisados.

Quadro 5. 3 – sistemas de reforço avaliados (elementos estruturais Durglass FL da empresa sireg)

Cálculo	E_s^{int} (MPa)	Ref. prego	Tipo	A_p (cm ²)	k_g (kN/m/m)	T_R (kN)	RAR
C1 – 00	25,00	-	-	-	-	-	-
C1 – 01	25,00	B2	barra circular cheia	0,20	2,10e6	20	0,016
C1 – 02	25,00	B11	barra circular cheia	1,10	2,94e6	110	0,087
C1 – 03	25,00	B48	barra circular cheia	4,80	4,50e6	480	0,379
C1 – 04	25,00	ES90	elemento composto	9,00	5,80e6	900	0,712
C1 – 05	25,00	ES180	elemento composto	18,00	8,53e6	1800	1,423
C2 – 00	150,00	-	-	-	-	-	-
C2 – 01	150,00	B2	barra circular cheia	0,20	2,10e6	20	0,003
C2 – 02	150,00	B11	barra circular cheia	1,10	2,94e6	110	0,014
C2 – 03	150,00	B25	barra circular cheia	2,50	3,65e6	250	0,033
C2 – 04	150,00	B48	barra circular cheia	4,80	4,50e6	480	0,063
C2 – 05	150,00	ES90	elemento composto	9,00	5,80e6	900	0,119
C2 – 06	150,00	ES180	elemento composto	18,00	8,53e6	1800	0,237

5.4.1.1. Redução do valor de referência do módulo de deformabilidade para metade (25 MPa)

O cenário presentemente analisado é idêntico ao cenário base, excepto no que diz respeito ao valor do módulo de deformabilidade da camada intermédia, tendo-se considerado $E_s^{int} = 25$ MPa.

Na Figura 5. 49 representa-se a evolução da mancha plastificada na frente de escavação, para valores crescentes do parâmetro da rigidez absoluta relativa (RAR). A Figura 5. 50 complementa a informação fornecida, com as trajectórias de tensão ao nível do coroamento e do hasteal.

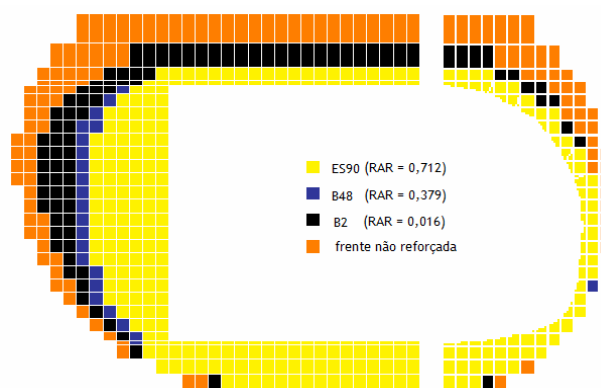


Figura 5. 49 – evolução da zona plastificada na frente de escavação (corte longitudinal) em função do RAR utilizado ($E_s^{int} = 25$ MPa)

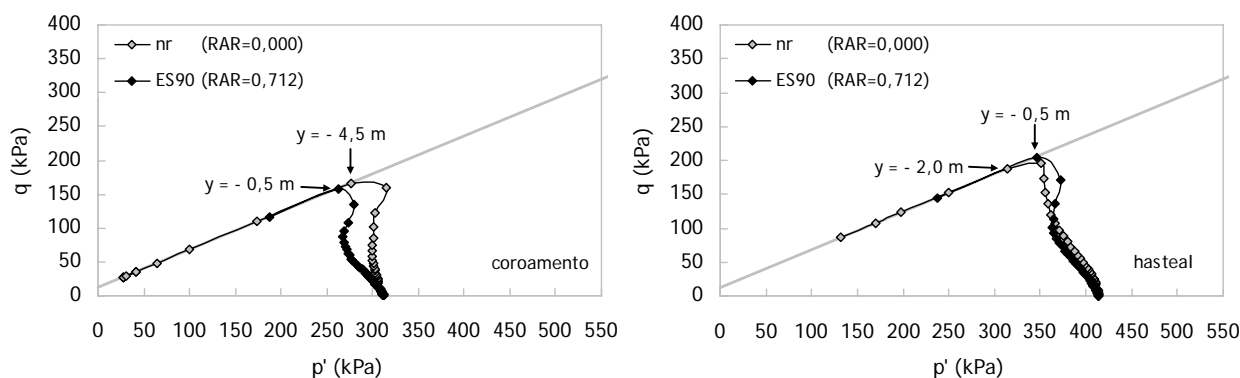


Figura 5. 50 – efeito do parâmetro RAR sobre as trajetórias de tensão no coroamento e no hasteal ($E_s^{int} = 25$ MPa)

Nota-se que, contrariamente ao que se observava no cenário base, a mancha plastificada só estabiliza para valores do parâmetro RAR de cerca de 0,7. Por outro lado, a redução máxima obtida é significativamente mais modesta. Embora ao nível do hasteal e do coroamento a extensão da zona plastificada se reduza para 0,5 m, tal como no cenário base, já ao nível do eixo não é possível reduzir esta zona para menos de 3,0 m, quando no cenário base tinha sido possível limitar a extensão máxima a 2,0 m.

A evolução que o perfil vertical de extrusão sofre com o aumento do parâmetro de rigidez (Figura 5. 51) é muito semelhante à que se observou para o cenário base, sendo que as conclusões principais daquele cenário se mantêm válidas, apesar de os deslocamentos associados à frente não reforçada terem aumentado, como era de prever, para o dobro.

Embora se tenha constatado anteriormente que no presente cenário a extensão da mancha plastificada só estabiliza para valores da “rigidez absoluta relativa” de cerca de 0,7, a análise dos perfis de extrusão mostra claramente que para valores de RAR superiores a 0,4 a diminuição da extrusão máxima é muito modesta e apenas resultante da “linearização” do perfil. Esta linearização decorre naturalmente da elevada rigidez do núcleo de escavação reforçado.

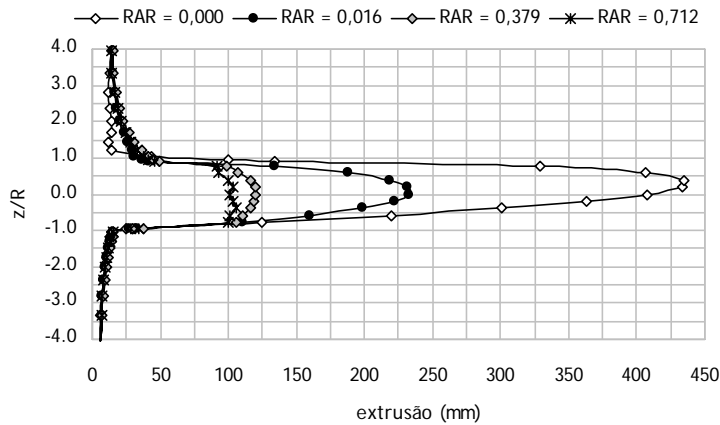


Figura 5. 51 – efeito do parâmetro RAR sobre o perfil vertical de extrusão ($E_s^{int} = 25 \text{ MPa}$)

O impacto da RAR sobre os perfis transversais de deslocamentos superficiais (Figura 5. 52) não difere do observado para o cenário base. O desempenho máximo observa-se para um valor da “rigidez absoluta relativa” de cerca de 0,4 (0,379), passando os perfis transversais de deslocamentos a coincidir uns com os outros para valores superiores deste parâmetro.

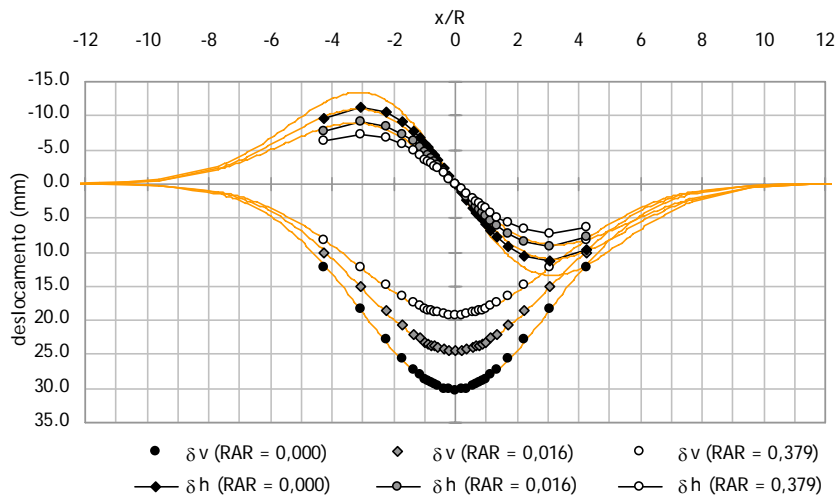


Figura 5. 52 – efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de assentos e deslocamentos horizontais aquando da passagem da frente de escavação ($E_s^{int} = 25 \text{ MPa}$)

No Quadro 5.4 resume-se a evolução dos parâmetros definidores da bacia de subsidência. Verifica-se que a largura do perfil transversal de assentamentos cresce ligeiramente, traduzindo-se num aumento máximo do parâmetro i_x de cerca de 4%. Este aumento da largura reflecte-se numa diminuição da eficiência do sistema de reforço, se expressa em termos do volume da bacia de subsidência, verificando-se que este parâmetro diminui apenas cerca de 35% em relação ao valor não reforçado.

Quadro 5. 4 – efeito do parâmetro RAR sobre os parâmetros que definem o perfil transversal de assentamentos

E_s^{int} (MPa)	RAR	$\delta_{v \max}$ (mm)	i_x (m)	V_a (%)	K
25,00	0,000	30,06	16,21	1,4%	0,74
25,00	0,016	24,31	16,40	1,2%	0,75
25,00	0,379	19,14	16,91	1,0%	0,77

A evolução da extrusão e do volume 3D normalizados em função de RAR (Figura 5. 53) é muito semelhante à observada no cenário base. Ambos os parâmetros evoluem da mesma forma, mobilizando-se cerca de 90% do efeito total para valores de RAR inferiores a 0,1. Verifica-se ainda que, apesar de neste cenário a mancha plastificada só estabilizar verdadeiramente para valores do RAR próximos de 0,7, a partir de um valor da rigidez absoluta relativa de 0,4 as melhorias adicionais podem ser praticamente desprezadas.

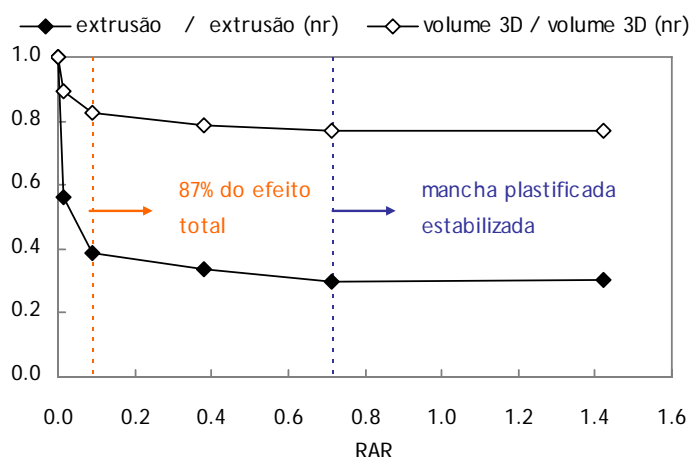


Figura 5. 53 – evolução dos parâmetros normalizados extrusão média e volume 3D da bacia de subsidência para valores crescentes de RAR ($E_s^{int} = 25$ MPa)

A Figura 5. 54 mostra que o efeito do parâmetro RAR sobre as deformações à superfície não sofre alterações significativas em relação ao observado em 5.3.4.1.

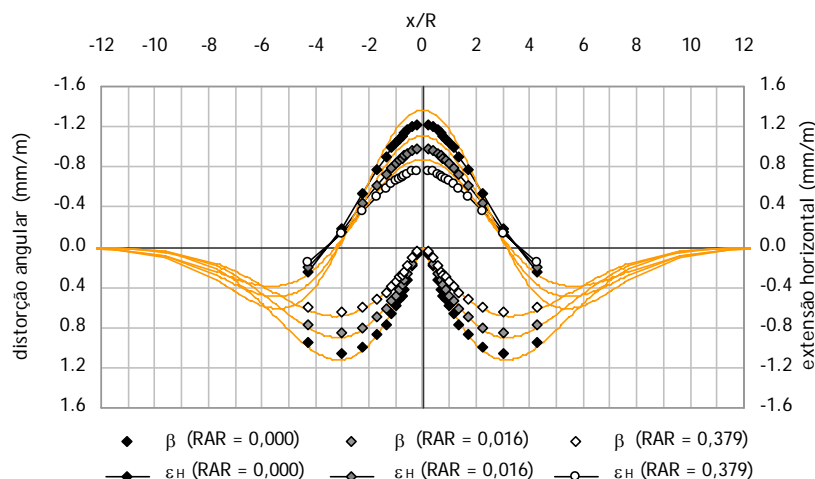


Figura 5. 54 – efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de distorção angular e extensão horizontal à superfície aquando da passagem da frente de escavação ($E_s^{int} = 25$ MPa)

No que diz respeito aos danos à superfície, directamente decorrentes da distorção angular e da extensão horizontal, a observação da Figura 5. 55 sugere que a utilização de um RAR próximo de 0,4 permite transitar de uma classificação de “danos moderados a severos” para uma classificação de

“danos muito pequenos”. A consideração de valores mais elevados do parâmetro “rigidez absoluta relativa” não se traduziu em ganhos adicionais, pelo que se prescindiu da representação das curvas respectivas. Verifica-se ainda que, embora no caso não reforçado os danos aumentem significativamente já depois da passagem da frente de escavação, no caso das frentes reforçadas praticamente estabilizam logo após a passagem da frente.

Por último refira-se que o reforço da frente de escavação, no caso presentemente em análise (correspondente a um maciço muito deformável) não é suficiente para, por si só, anular completamente os potenciais danos que a escavação possa causar em estruturas existentes à superfície ou no subsolo, sendo sempre necessário recorrer a medidas adicionais.

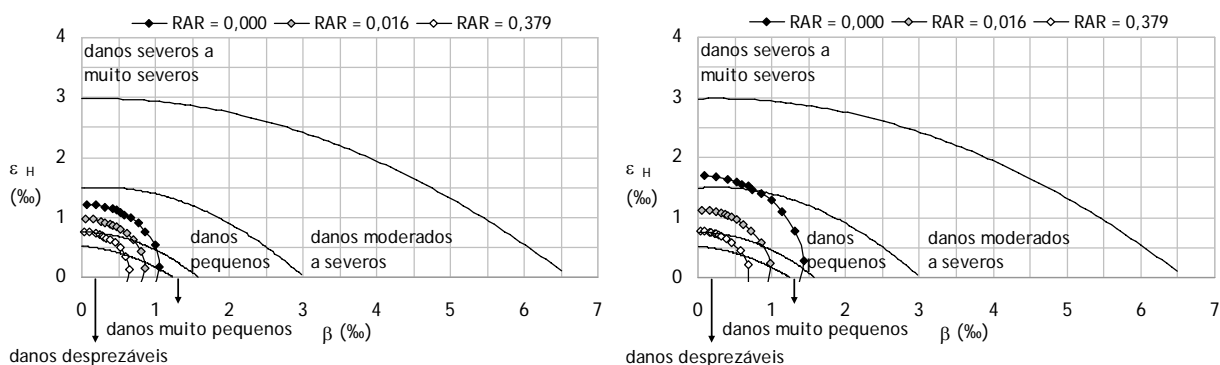


Figura 5.55 – efeito do RAR sobre os danos previstos, segundo Boscardin e Cording (1989), aquando da passagem da frente (esquerda) e no final da escavação (direita) - $E_s^{int} = 25$ MPa

No que diz respeito à variação da força mobilizada em cada prego, em função do respectivo posicionamento na frente de escavação, a Figura 5.56 e a Figura 5.57 mostram que as conclusões enunciadas para o cenário base se mantêm válidas. Os pregos mais esforçados localizam-se próximo do eixo da secção, enquanto que os periféricos apenas mobilizam esforços residuais.

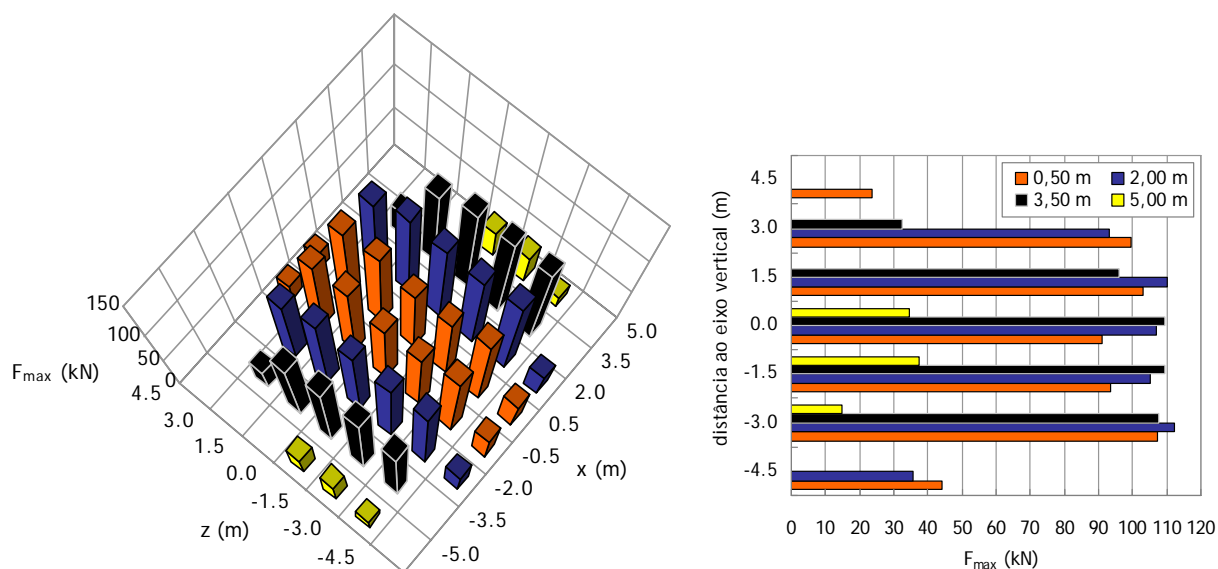


Figura 5.56 – magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente de escavação ($E_s^{int} = 25$ MPa, RAR = 0,379)

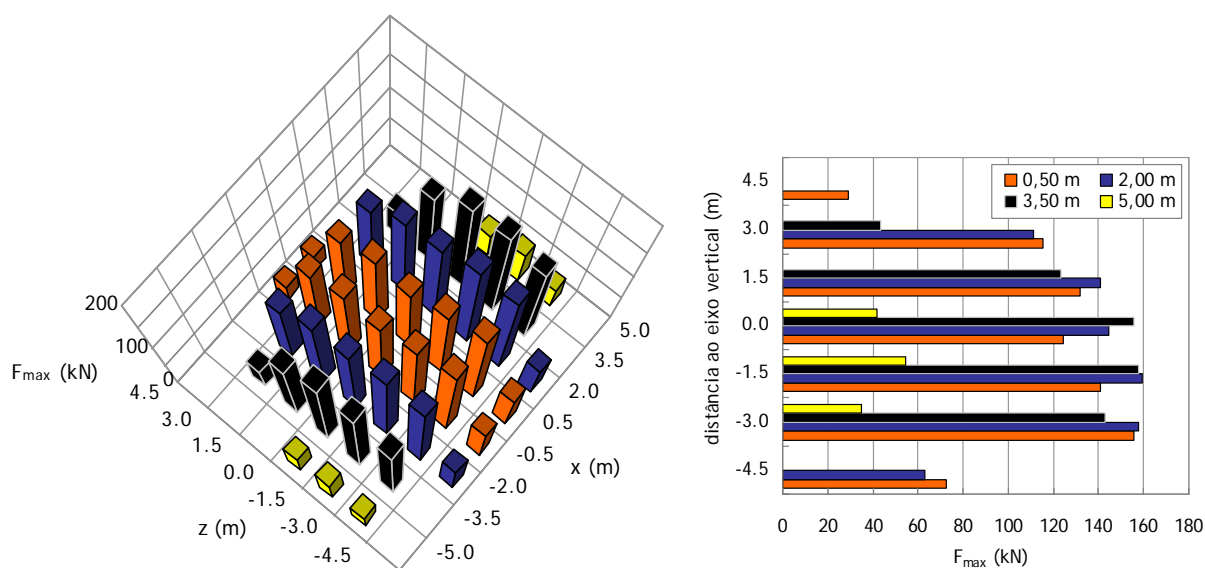


Figura 5. 57 – magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente de escavação ($E_s^{int} = 25$ MPa, RAR = 1,423)

A Figura 5. 58 e a Figura 5. 59 mostram a distribuição da resistência e do esforço total mobilizados ao longo do desenvolvimento do “prego mais esforçado” e do “prego médio”, não se detectando alterações significativas por comparação com os resultados associados ao cenário base (Figura 5. 42). O ligeiro crescimento detectado no valor máximo da força mobilizada (160 kN) e no comprimento da zona activa (2,5 m) resulta da consideração de um valor superior da “rigidez absoluta relativa”.

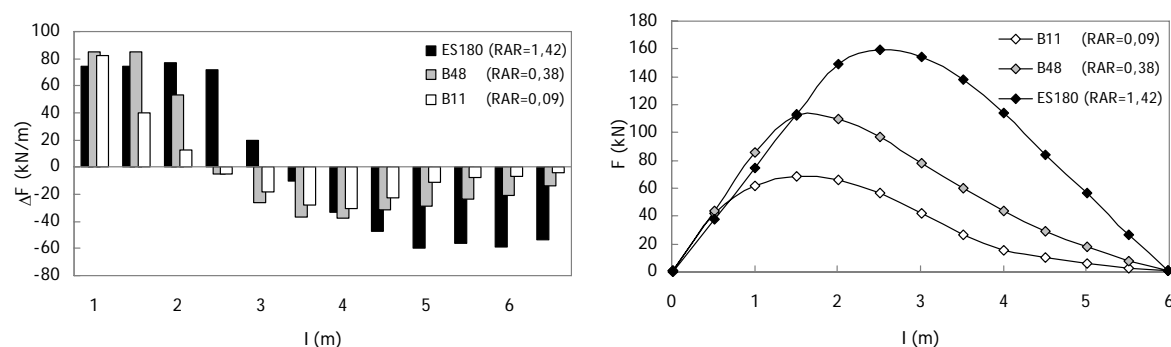


Figura 5. 58 – evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego mais esforçado” em função da RAR ($E_s^{int} = 25$ MPa)

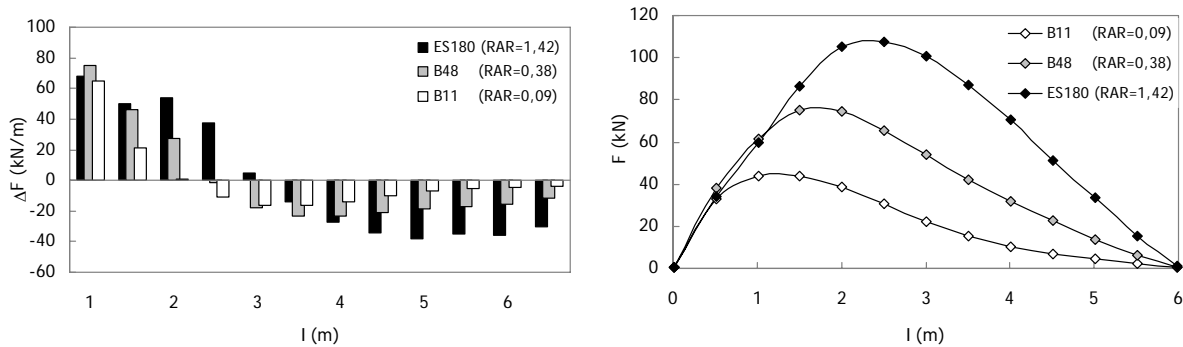


Figura 5. 59 – evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego médio” em função da RAR ($E_s^{int} = 25$ MPa)

5.4.1.2. Aumento do valor de referência do módulo de deformabilidade para o triplo (150 MPa)

Passou-se em seguida à análise de um cenário semelhante ao cenário base mas em que o módulo de deformabilidade da camada intermédia era o triplo do modulo inicial, $E_s^{int} = 150$ MPa.

Considerando que o prego mais robusto disponível no mercado é o ES180, e uma vez que se pretende manter a densidade de reforço constante de modo a legitimar todas as comparações feitas entre os diversos cenários avaliados, apenas foi possível variar o parâmetro RAR até um valor máximo de 0,237. Não foi assim possível obter a estabilização da mancha plastificada na frente de escavação, tal como se pode observar na Figura 5. 60.

Verifica-se que, apesar de não ter sido detectada a estabilização da plastificação, foi possível diminuir significativamente a extensão da figura de plastificação, passando o seu valor ao nível do eixo para apenas 3,0 m (Figura 5. 60) e ao nível do coroamento e do hasteal da secção para 0,5 m (Figura 5. 61).

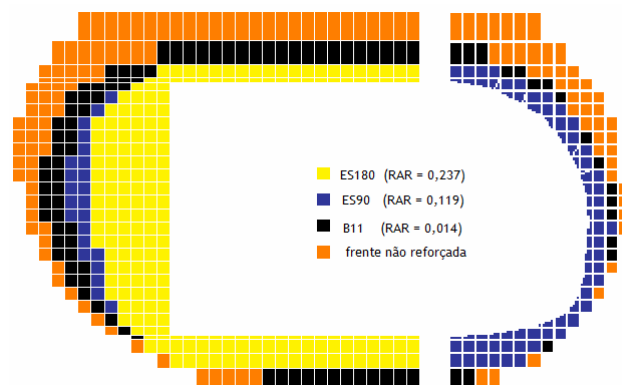


Figura 5. 60 – evolução da zona plastificada na frente de escavação (corte longitudinal) em função do RAR utilizado ($E_s^{int} = 150$ MPa)

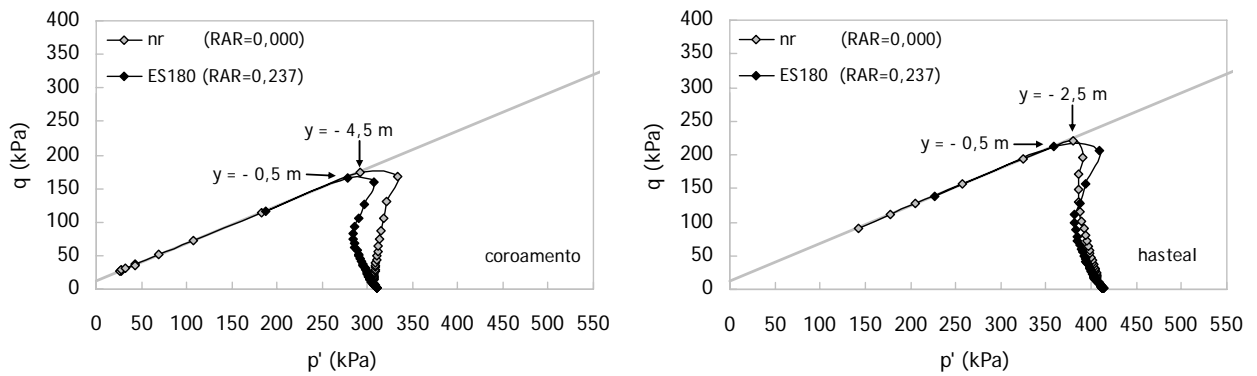


Figura 5. 61 – efeito da RAR sobre as trajetórias de tensão no coroamento e no hasteal ($E_s^{int} = 150$ MPa)

Na Figura 5. 62 e na Figura 5. 63 representa-se o efeito da “rigidez absoluta relativa” sobre os perfis verticais de extrusão na frente de escavação e sobre os perfis transversais de deslocamentos superficiais.

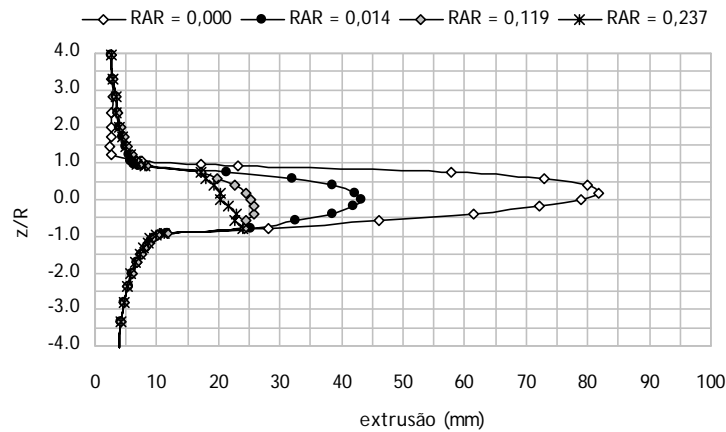


Figura 5. 62 – efeito do parâmetro RAR sobre o perfil vertical de extrusão ($E_s^{int} = 150$ MPa)

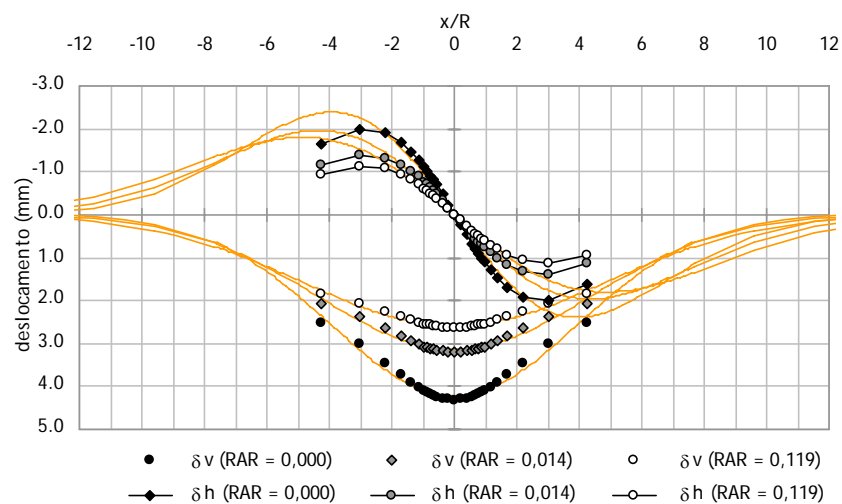


Figura 5. 63 – efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de assentos e deslocamentos horizontais aquando da passagem da frente de escavação ($E_s^{int} = 150$ MPa)

Verifica-se que o reforço da frente permite diminuir os valores máximos da extrusão e do assentamento à superfície em cerca de 70% e 40%, respectivamente. O facto de serem estas as eficiências encontradas para o cenário base sugere que o cenário presentemente avaliado estará muito próximo da estabilização.

A Figura 5. 64 reforça o que atrás foi dito, mostrando claramente que embora as curvas representadas não cheguem verdadeiramente a estabilizar, as alterações ao valor de RAR já não provocam aumentos significativos nos deslocamentos do maciço. Tal como no cenário base mobiliza-se quase 90% do efeito máximo do sistema de reforço para valores do parâmetro RAR inferiores a 0,1.

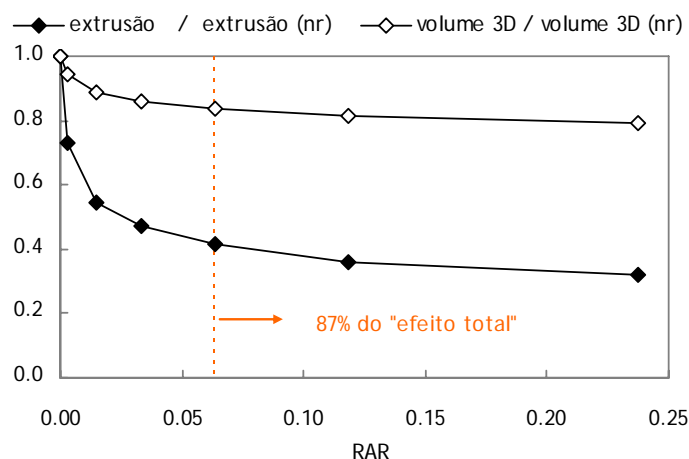


Figura 5. 64 – evolução dos parâmetros normalizados extrusão média e volume 3D da bacia de subsidência para valores crescentes de RAR ($E_s^{int} = 150$ MPa)

A extensão horizontal e a distorção angular à superfície apresentam valores muito reduzidos, não se reflectindo o presente cenário em danos observáveis. Por esse motivo prescinde-se da representação quer dos perfis transversais quer das cartas de danos de Boscardin e Cording (1989). Refere-se no entanto que os efeitos observados da “rigidez absoluta relativa” são semelhantes aos do cenário base, embora a uma menor escala.

A Figura 5. 65 e a Figura 5. 66 mostram a força mobilizada em cada prego, em função da sua posição na frente de escavação. Mantêm-se as observações feitas anteriormente para outros valores do módulo de deformabilidade do maciço, nomeadamente no que diz respeito à localização dos pregos mais esforçados próximo do eixo do túnel e à possibilidade de dispensar os pregos mais periféricos, por mobilizarem esforços quase desprezáveis.

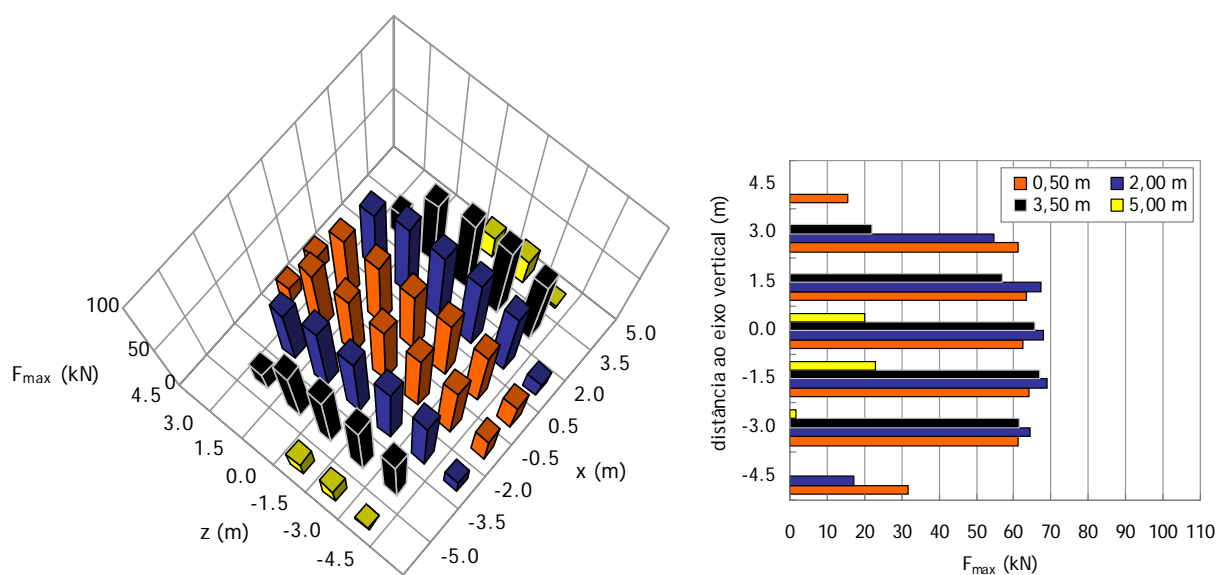


Figura 5. 65 – magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente de escavação ($E_s^{int} = 150$ MPa, RAR = 0,063)

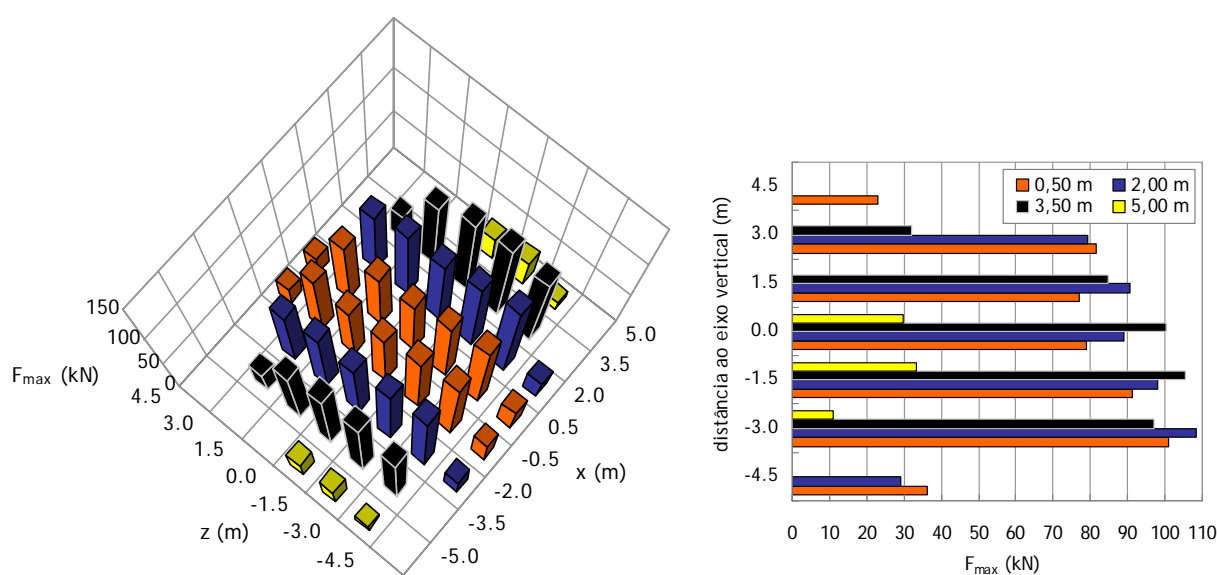


Figura 5. 66 – magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente de escavação ($E_s^{int} = 150$ MPa, RAR = 0,237)

Também a distribuição da resistência e do esforço total mobilizado ao longo dos pregos (Figura 5. 67 e Figura 5. 68) não difere dos outros casos analisados, mantendo-se válido tudo o que foi enunciado para o cenário base.

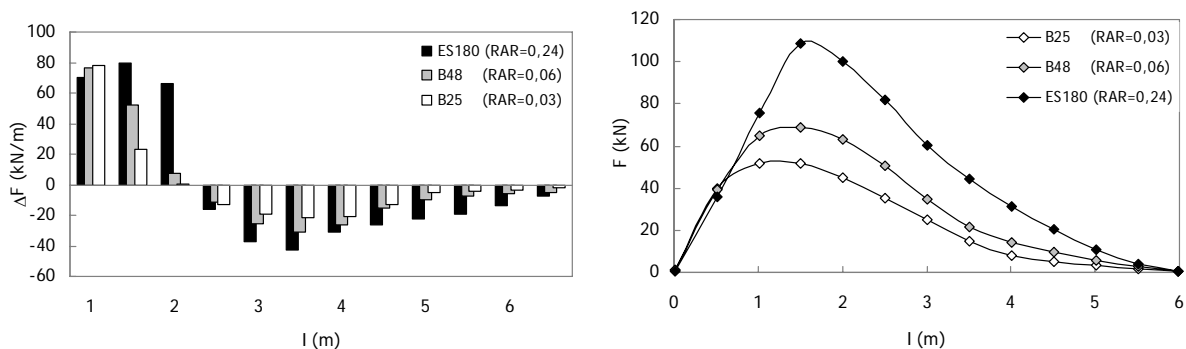


Figura 5.67 – evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego mais esforçado” em função da RAR ($E_s^{int} = 150$ MPa)

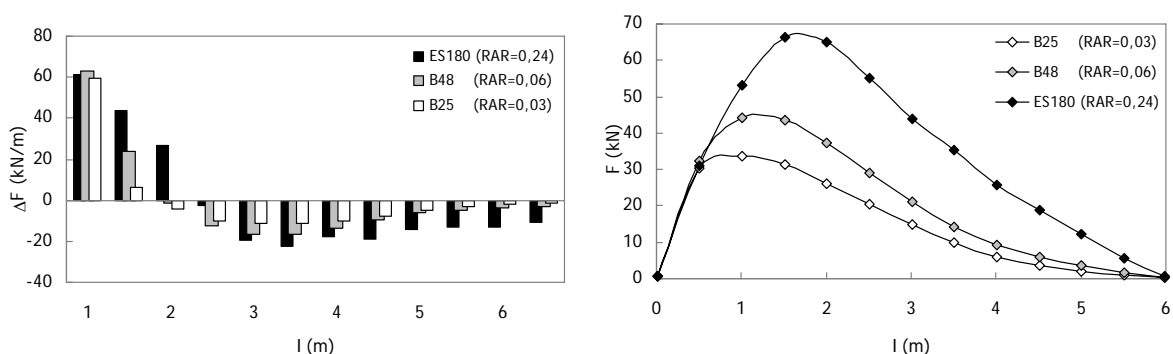


Figura 5.68 – evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego médio” em função da RAR ($E_s^{int} = 150$ MPa)

5.4.2. COEFICIENTE DE IMPULSO EM REPOUSO

O coeficiente de impulso em repouso, K_0 , tem um efeito dominante sobre a plastificação da frente de escavação, tal como já ficou comprovado em 4.4.2.2. Torna-se assim indispensável, de modo a fundamentar todas as observações feitas aquando da análise do cenário base, avaliar o efeito que este parâmetro tem na eficácia do reforço da frente de escavação por elementos estruturais lineares. Tendo esse objectivo em mente, procedeu-se à redução deste parâmetro por patamares de 15%, avaliando-se 3 cenários distintos cujo coeficiente de impulso em repouso era, respectivamente, $K_0 = 0,70$ (redução de 30%), $K_0 = 0,55$ (redução de 45%) e $K_0 = 0,40$ (redução de 60%). Os sistemas de reforço analisados são os que se indicam no Quadro 5.5

Quadro 5.5 – sistemas de reforço avaliados (elementos estruturais Durglass FL da empresa sireg)

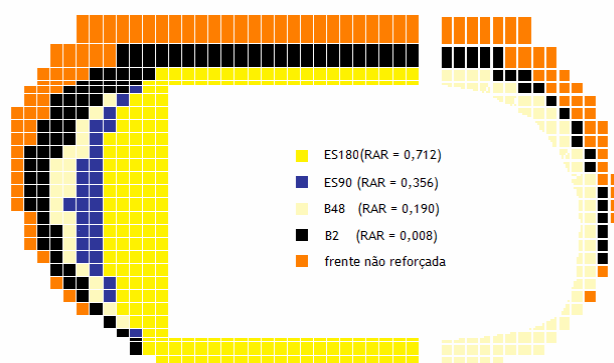
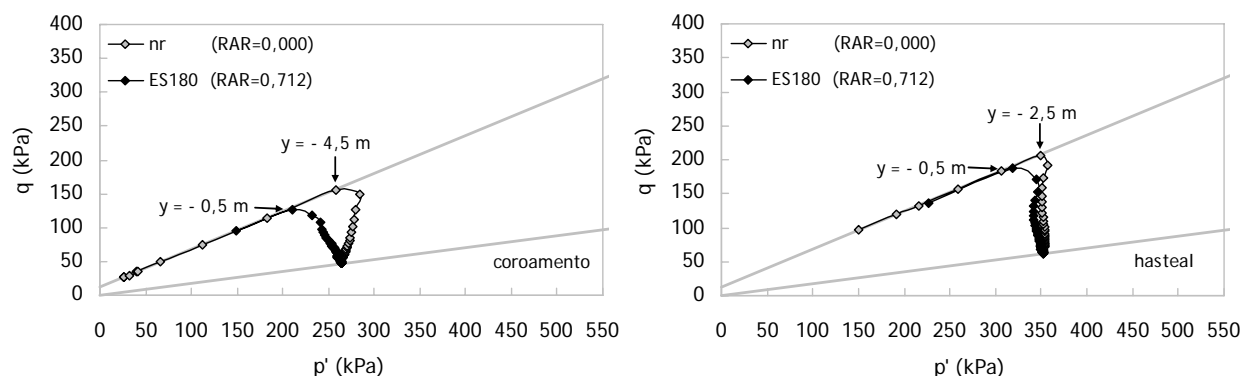
Cálculo	K_0	Ref. prego	Tipo	A_p (cm ²)	k_q (kN/m/m)	T_R (kN)	RAR
C3 – 00	0,70	-	-	-	-	-	-
C3 – 01	0,70	B2	barra circular cheia	0,20	2,10e6	20	0,008
C3 – 02	0,70	B11	barra circular cheia	1,10	2,94e6	110	0,043
C3 – 03	0,70	B48	barra circular cheia	4,80	4,50e6	480	0,190
C3 – 04	0,70	ES90	elemento composto	9,00	5,80e6	900	0,356
C3 – 05	0,70	ES180	elemento composto	18,00	8,53e6	1800	0,712
C4 – 00	0,55	-	-	-	-	-	-
C4 – 01	0,55	B2	barra circular cheia	0,20	2,10e6	20	0,008

Quadro 5. 5 (continuação) – sistemas de reforço avaliados (elementos estruturais Durglass FL da empresa sireg)

Cálculo	K_0	Ref. prego	Tipo	A_p (cm ²)	k_g (kN/m/m)	T_R (kN)	RAR
C4 – 02	0,55	B11	barra circular cheia	1,10	2,94e6	110	0,043
C4 – 03	0,55	B48	barra circular cheia	4,80	4,50e6	480	0,190
C4 – 04	0,55	ES90	elemento composto	9,00	5,80e6	900	0,356
C4 – 05	0,55	ES180	elemento composto	18,00	8,53e6	1800	0,712
C5 – 00	0,40	-	-	-	-	-	-
C5 – 01	0,40	B2	barra circular cheia	0,20	2,10e6	20	0,008
C5 – 02	0,40	B11	barra circular cheia	1,10	2,94e6	110	0,043
C5 – 03	0,40	B48	barra circular cheia	4,80	4,50e6	480	0,190
C5 – 04	0,40	ES90	elemento composto	9,00	5,80e6	900	0,356
C5 – 05	0,40	ES180	elemento composto	18,00	8,53e6	1800	0,712

5.4.2.1. Redução do valor de referência em 30% ($K_0 = 0,70$)

A observação da Figura 5. 69 mostra que, para o valor do coeficiente de impulso em repouso de 0,70, não chega a ocorrer a estabilização da zona plastificada. O perfil mais robusto (ES180) permite no entanto melhorias muito significativas, reduzindo a extensão da mancha plastificada a 2,5 m ao nível do eixo do túnel (Figura 5. 69) e a 0,5 m ao nível do coroamento e do hasteal (Figura 5. 70).

Figura 5. 69 – evolução da zona plastificada na frente de escavação (corte longitudinal) em função do RAR utilizado ($K_0 = 0,70$)Figura 5. 70 – efeito do parâmetro RAR sobre as trajetórias de tensão no coroamento e no hasteal ($K_0 = 0,70$)

Quanto ao impacto máximo do reforço sobre os deslocamentos observados, verifica-se que é possível diminuir o valor máximo da extrusão em cerca de 70%, tal como no cenário base. Observa-se ainda, como já vem sendo hábito, a linearização do perfil de extrusão com a utilização do perfil em fibra de vidro ES180 (Figura 5. 71).

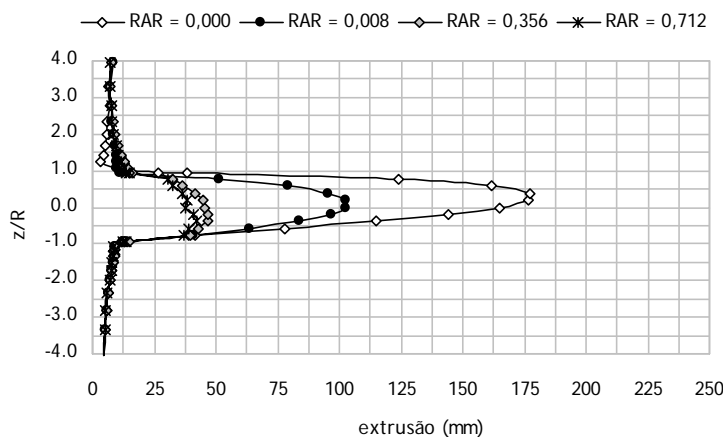


Figura 5. 71 – efeito do parâmetro RAR sobre o perfil vertical de extrusão ($K_0 = 0,70$)

Na Figura 5. 72 representa-se o efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de deslocamentos superficiais. Confirma-se mais uma vez que o valor máximo do assentamento se reduz para cerca de 60% do valor não reforçado. Optou-se por não representar os perfis correspondentes ao valor máximo da “rigidez absoluta relativa” analisado uma vez que as curvas praticamente se sobrepunham às existentes, dificultando muito a leitura. Este facto, aliado à observação da Figura 5. 71, sugere que apesar de não ser notório ao nível da mancha plastificada, exista de facto uma estabilização do efeito do reforço ao nível dos deslocamentos para um valor de RAR próximo de 0,4.

No Quadro 5. 6 apresenta-se a evolução dos parâmetros que caracterizam o perfil transversal de deslocamentos à superfície. A largura da bacia cresce ligeiramente, traduzindo-se num aumento de cerca de 7% do parâmetro i_x .

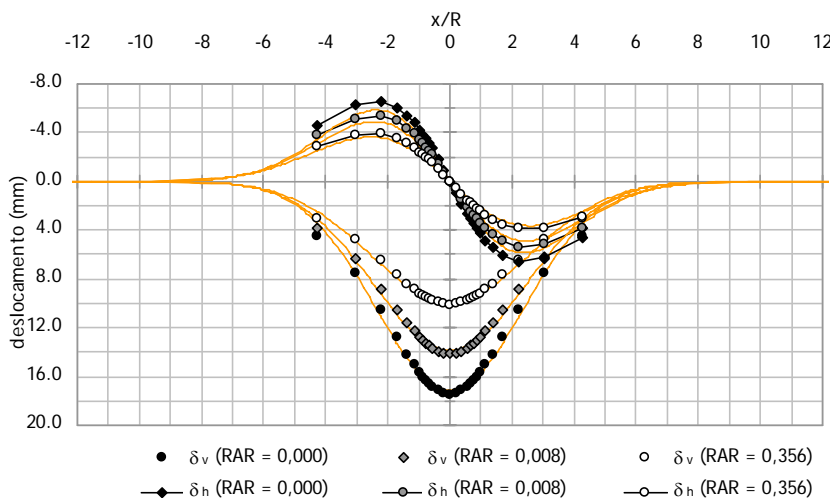


Figura 5. 72 – efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de assentamentos e deslocamentos horizontais aquando da passagem da frente de escavação ($K_0 = 0,70$)

Quadro 5. 6 – efeito do parâmetro RAR sobre os parâmetros que definem o perfil transversal de assentamentos

K_0	RAR	$\delta_{v\max}$ (mm)	i_x (m)	V_a (%)	k
0,70	0,000	17,14	12,38	0,62%	0,56
0,70	0,008	13,88	12,80	0,52%	0,58
0,70	0,356	9,90	13,35	0,39%	0,61

A Figura 5. 73 reforça o que vem sendo dito, evidenciando que a partir de um valor de RAR próximo de 0,2 já se mobilizou 90% do efeito máximo. Todos os cálculos até agora realizados apontam para a mobilização de 90% do efeito total do reforço para valores da “rigidez absoluta relativa” próximos de 0,1. Neste caso, aparentemente, é necessário um reforço mais robusto para atingir o mesmo desempenho, o que poderá estar ligado ao ligeiro aumento da plastificação. Refira-se no entanto que para RAR = 0,043 já se mobilizou uma percentagem significativa (78%).

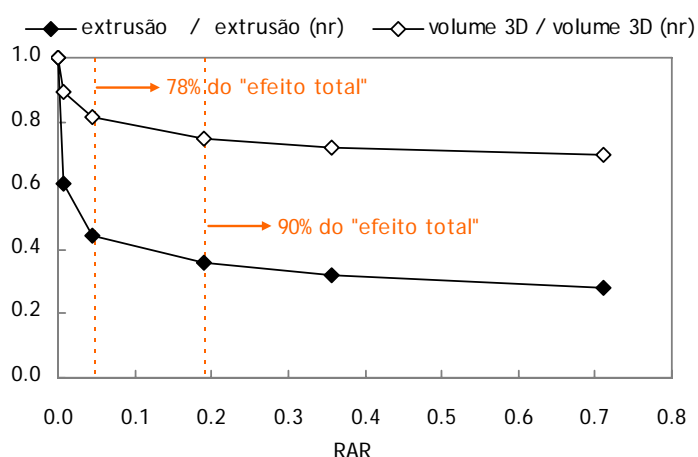


Figura 5. 73 – evolução dos parâmetros normalizados extrusão média e volume 3D da bacia de subsidência para valores crescentes de RAR ($K_0 = 0,70$)

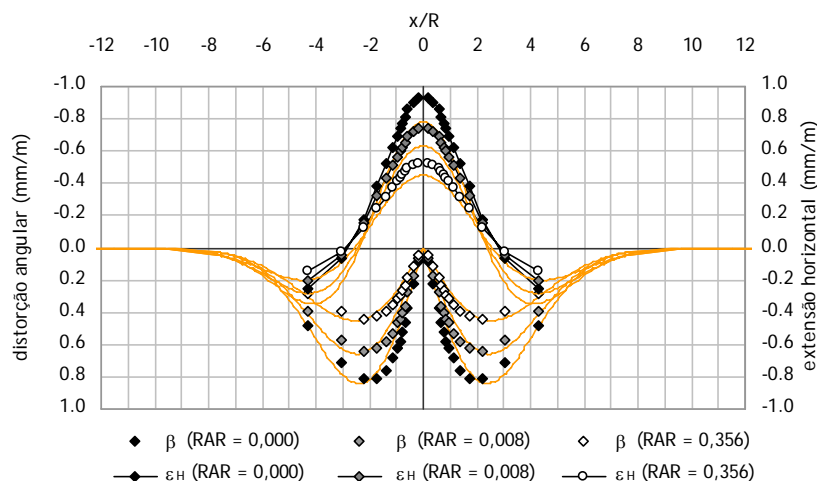


Figura 5. 74 – efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de distorção angular e extensão horizontal à superfície aquando da passagem da frente de escavação ($K_0 = 0,70$)

A Figura 5. 74 mostra uma excelente proximidade entre as distorções angulares previstas e calculadas. Já as extensões horizontais mostram algum afastamento, revelando-se as previsões mais reduzidas. Tendo em atenção que também os deslocamentos horizontais previstos são inferiores aos calculados (Figura 5. 72), torna-se evidente que, neste cenário, os vectores deslocamento das partículas do maciço não se dirigem para o centro do túnel (expressão 4.3) mas sim para um ponto ligeiramente mais acima.

No que diz respeito aos danos à superfície, determinados com base no critério de Boscardin e Cording (Figura 5. 75), verifica-se que embora a aplicação de reforço na frente de escavação diminua substancialmente a sua gravidade, não é suficiente para os tornar desprezáveis. De facto, observa-se que no final da escavação, os danos permanecem no limite entre “muito pequenos” e “pequenos”, independentemente do aumento do parâmetro RAR. Apenas se representam na Figura 5. 75 os danos associados aos valores da “rigidez absoluta relativa” inferiores a 0,356 uma vez que para valores superiores as curvas se sobrepõem às existentes.

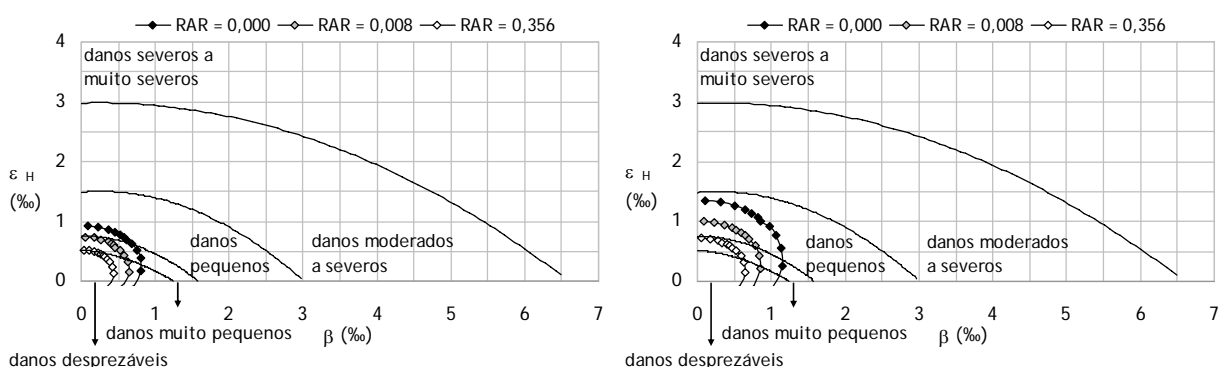


Figura 5. 75 – efeito do RAR sobre os danos previstos, segundo Boscardin e Cording (1989), aquando da passagem da frente (esquerda) e no final da escavação (direita) - $K_0 = 0,70$

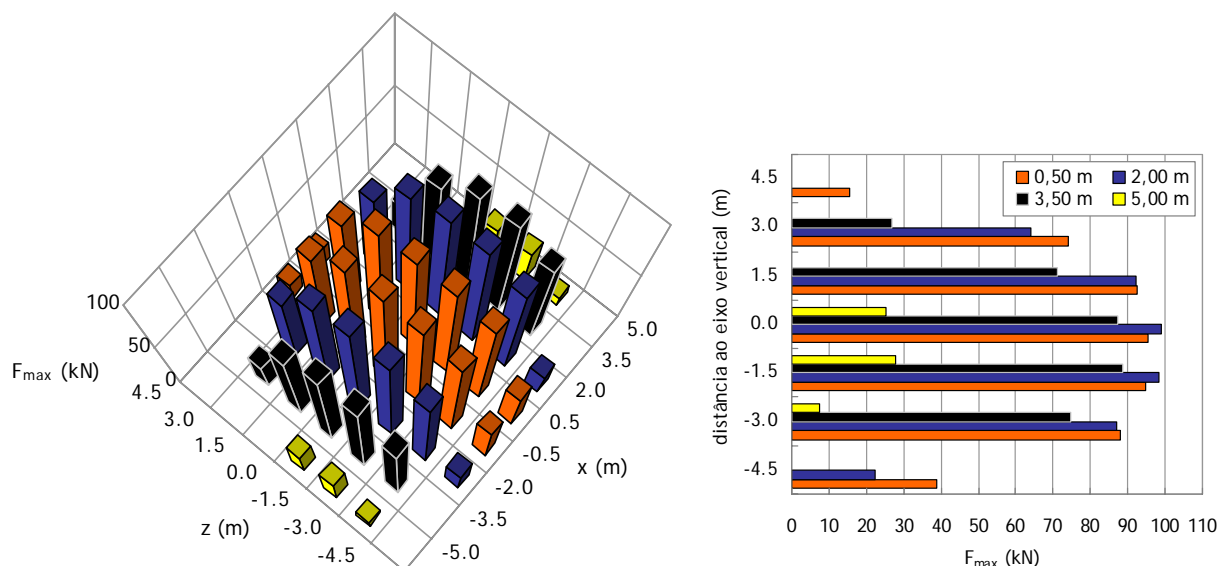


Figura 5. 76 – magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente ($K_0 = 0,70$, $RAR = 0,190$)

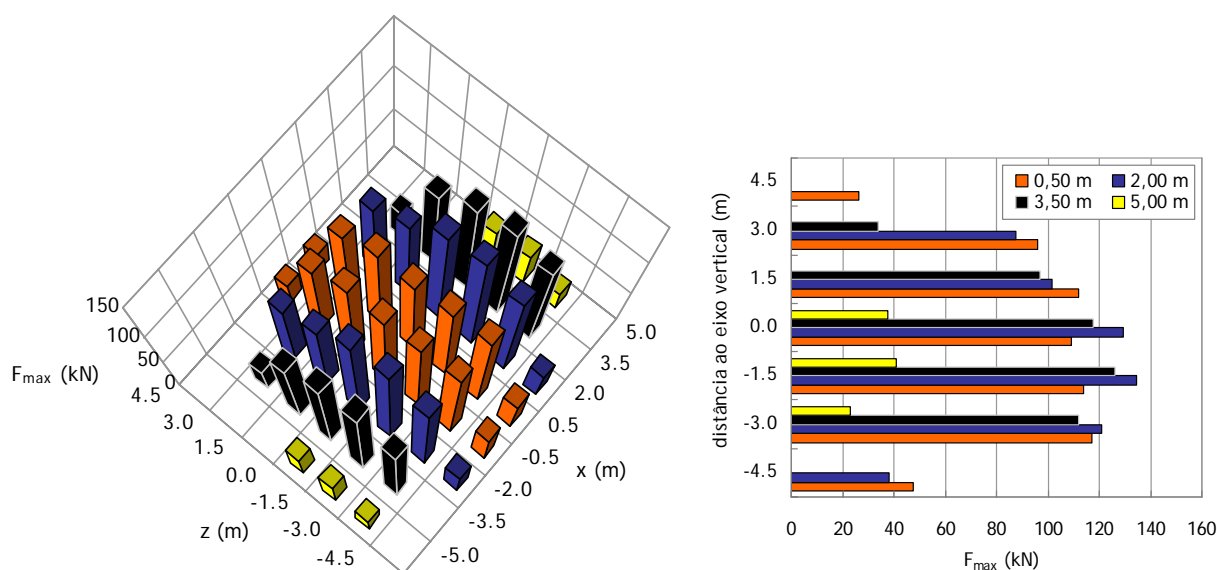


Figura 5. 77 – magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente ($K_0 = 0,70$, $RAR = 0,712$)

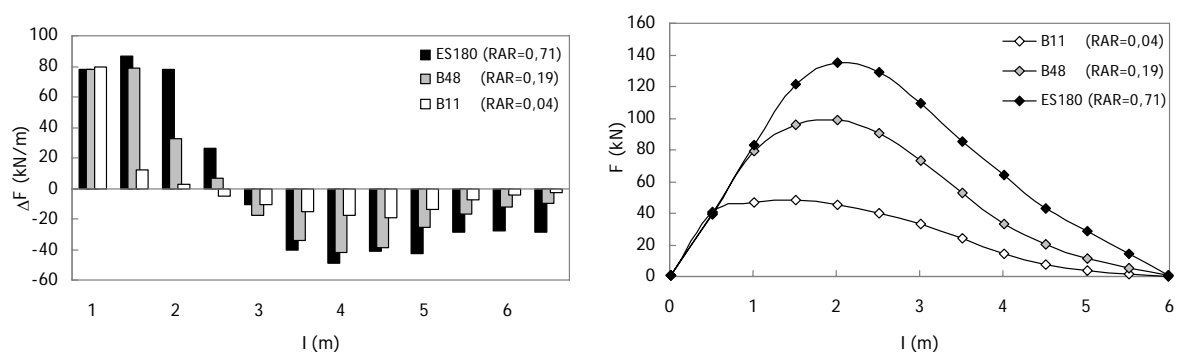


Figura 5. 78 – evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego mais esforçado” em função da RAR ($K_0 = 0,70$)

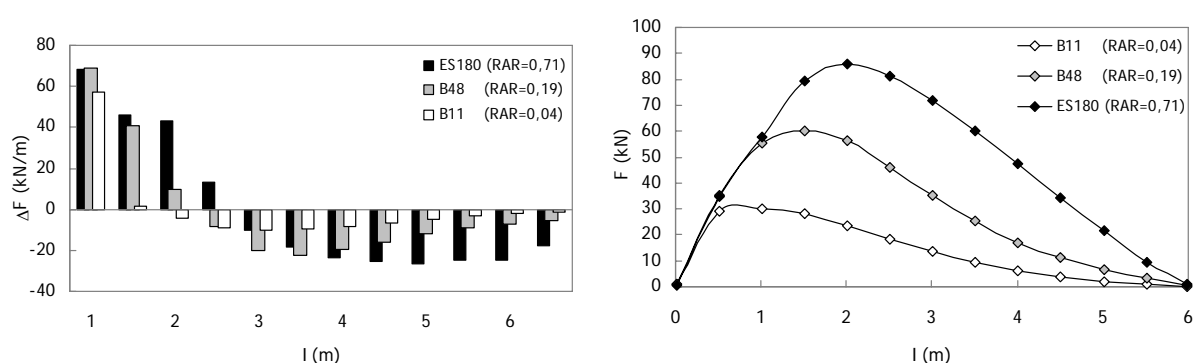


Figura 5. 79 – evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego médio” em função da RAR ($K_0 = 0,70$)

A representação da distribuição espacial das forças (Figura 5. 76 e Figura 5. 77) e da resistência e da força total mobilizada ao longo do prego (Figura 5. 78 e Figura 5. 79) sugere exactamente as mesmas observações que foram feitas para o cenário base.

5.4.2.2. Redução do valor de referência em 45% ($K_0 = 0,55$)

A redução do coeficiente de impulso em repouso para um valor igual a 55% do cenário base provoca uma expansão considerável da mancha plastificada independentemente do valor da “rigidez absoluta relativa”. Adicionalmente constata-se que não chega a ocorrer a estabilização do efeito do reforço sobre o controle da plastificação, verificando-se no entanto que o perfil mais robusto disponível (ES180) permite a redução da extensão da zona em rotura para 4,5 m ao nível do eixo do túnel (Figura 5. 80) e para 1,0 m ao nível do coroamento e do hasteal (Figura 5. 81).

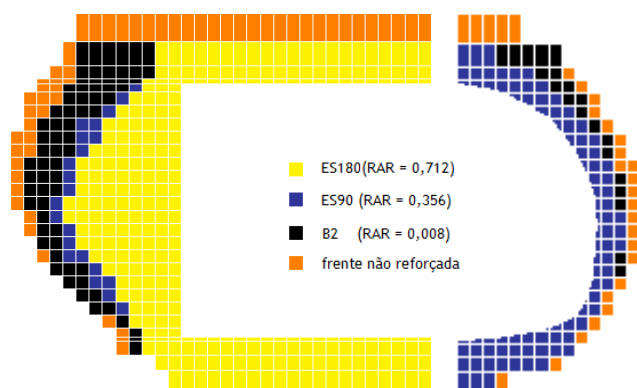


Figura 5. 80 – evolução da zona plastificada na frente de escavação (corte longitudinal) em função do RAR utilizado ($K_0 = 0,55$)

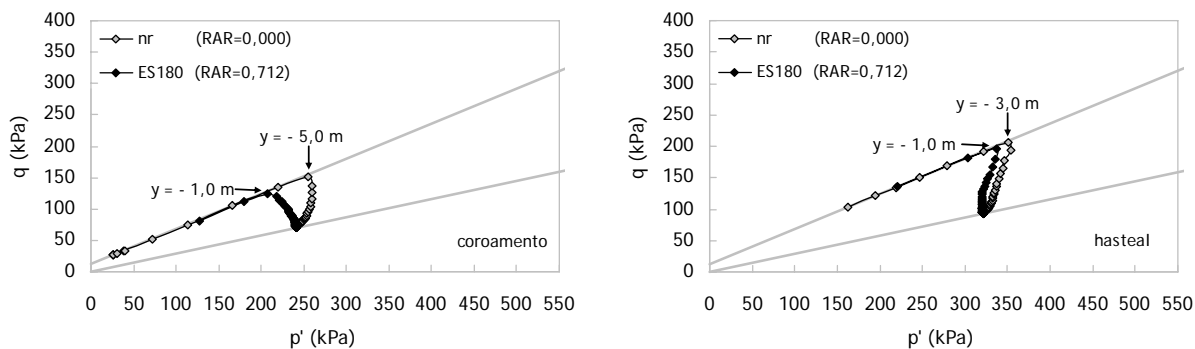


Figura 5. 81 – efeito do parâmetro RAR sobre as trajetórias de tensão no coroamento e no hasteal ($K_0 = 0,55$)

No que diz respeito aos deslocamentos do maciço verifica-se, no entanto, que praticamente estabilizam para valores do parâmetro RAR próximos de 0,4. Na Figura 5. 82, por exemplo, observa-se que a introdução do perfil ES180 (RAR = 0,712) apenas se traduz na linearização do perfil tal como já vem sendo hábito. Também a diminuição do valor máximo da extrusão é cerca de 70% tal como em todos os cenários até agora analisados.

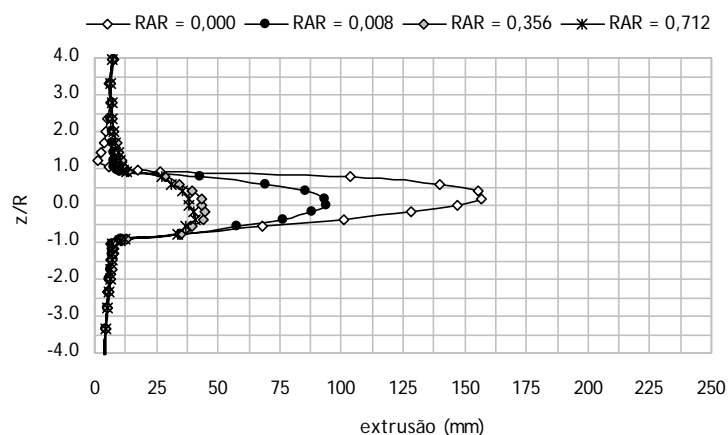


Figura 5. 82 – efeito do parâmetro RAR sobre o perfil vertical de extrusão ($K_0 = 0,55$)

Os perfis transversais de deslocamentos à superfície representados na Figura 5. 83 revelam resultados similares aos dos cenários prévios. De facto, verifica-se que o valor máximo do assentamento se reduz para cerca de 60% do valor não reforçado e que valores de RAR superiores a 0,4 não introduzem alterações mensuráveis no efeito observável do reforço.

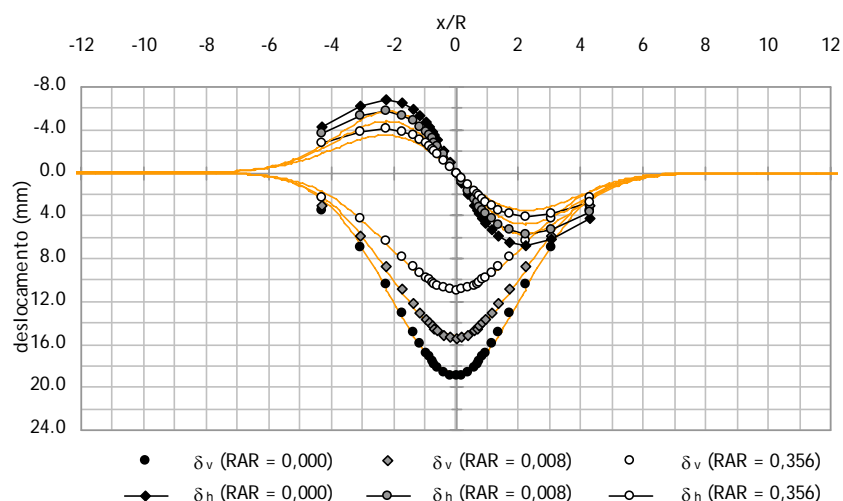


Figura 5. 83 – efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de assentos e deslocamentos horizontais aquando da passagem da frente de escavação ($K_0 = 0,55$)

A evolução dos parâmetros dos parâmetros definidores da bacia de subsidência (Quadro 5. 7) revela que a largura da bacia aumenta para valores crescentes de RAR, o que se traduz num aumento de i_x de cerca de 8%.

Quadro 5. 7– efeito do parâmetro RAR sobre os parâmetros que definem o perfil transversal de assentamentos

K_0	RAR	$\delta_{v\max}$ (mm)	i_x (m)	V_a (%)	k
0,55	0,000	18,65	11,12	0,61%	0,51
0,55	0,008	15,20	11,42	0,51%	0,52
0,55	0,356	10,78	11,71	0,37%	0,53

A representação da evolução da extrusão e do volume 3D da bacia de assentamentos em função de RAR (Figura 5. 84) mostra que 91% do efeito total é mobilizado para valores da “rigidez absoluta relativa” inferiores a 0,2 e que a introdução de elementos de reforço do tipo B11 (com 1,1 cm² de área individual) já é suficiente para garantir quase 80% do efeito total.

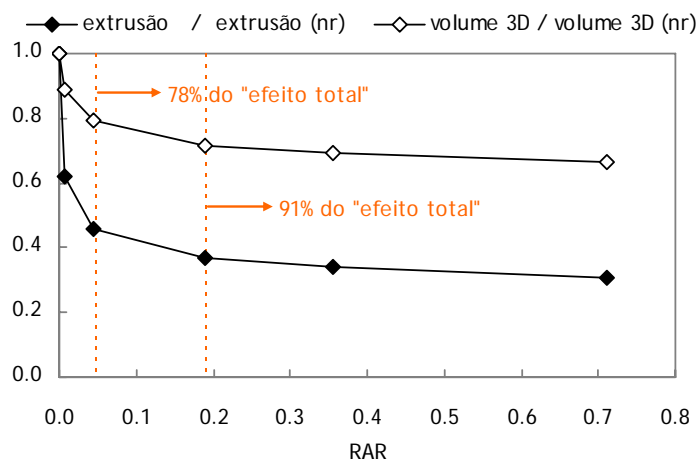


Figura 5. 84 – evolução dos parâmetros normalizados extrusão média e volume 3D da bacia de subsidência para valores crescentes de RAR ($K_0 = 0,55$)

A representação das deformações à superfície (Figura 5. 85) suscita o mesmo tipo de comentários que foram feitos anteriormente para $K_0 = 0,70$.

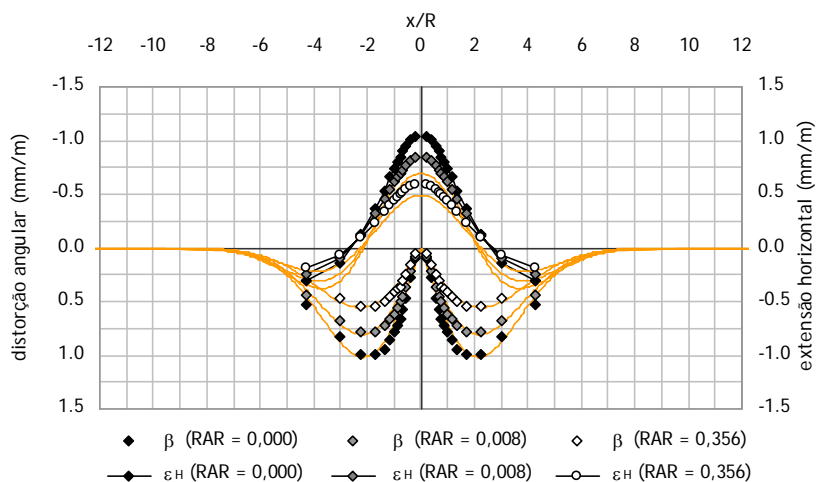


Figura 5. 85 – efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de distorção angular e extensão horizontal à superfície aquando da passagem da frente de escavação ($K_0 = 0,55$)

A Figura 5. 86 sugere que, no presente cenário, o reforço da frente não é suficiente para eliminar completamente os danos à superfície, tal como no caso anterior, em que $K_0 = 0,70$. Consta-se que não é possível obter melhorias adicionais aumentando o valor da “rigidez absoluta relativa” acima de 0,4 pelo que se prescindiu da representação das curvas associadas a valores de RAR superiores.

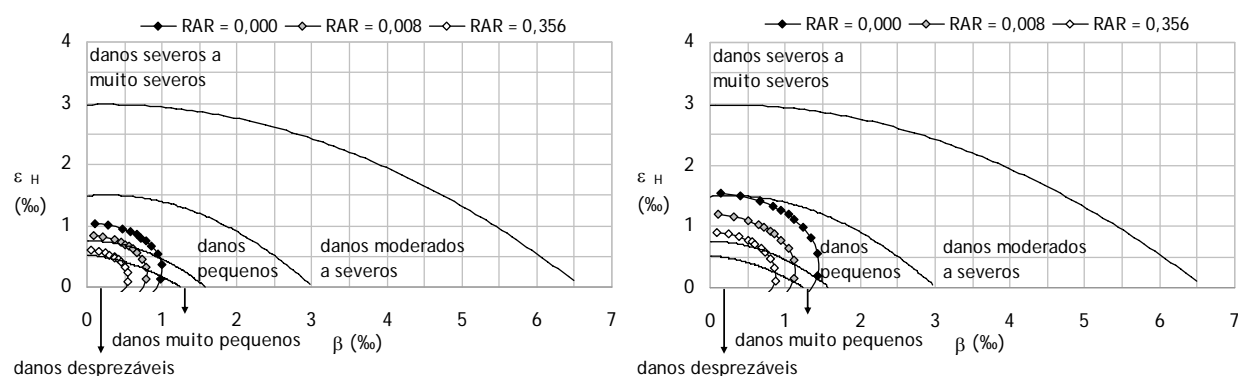


Figura 5. 86 – efeito do RAR sobre os danos previstos, segundo Boscardin e Cording (1989), aquando da passagem da frente (esquerda) e no final da escavação (direita) - $K_0 = 0,55$

No que diz respeito à variação da força máxima mobilizada em cada prego em função do seu posicionamento na frente (Figura 5. 87 e Figura 5. 88) e à sua mobilização ao longo do comprimento dos pregos (Figura 5. 89 e Figura 5. 90) mantêm-se todas as observações feitas para os cenários anteriores.

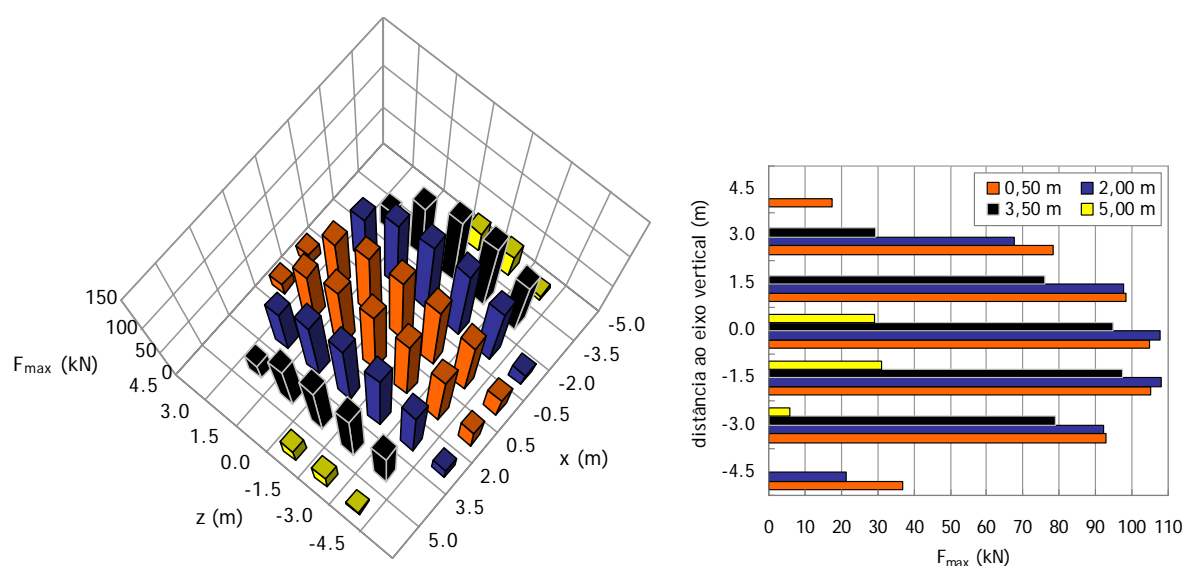


Figura 5. 87 – magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente ($K_0 = 0,55$, $RAR = 0,190$)

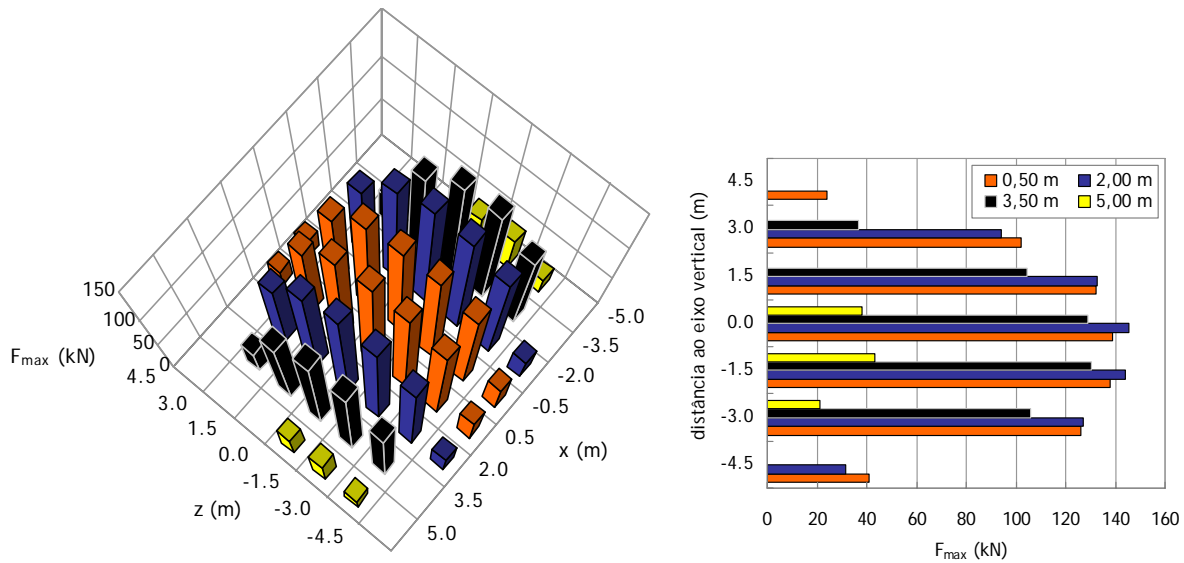


Figura 5. 88 – magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente ($K_0 = 0,55$, $RAR = 0,712$)

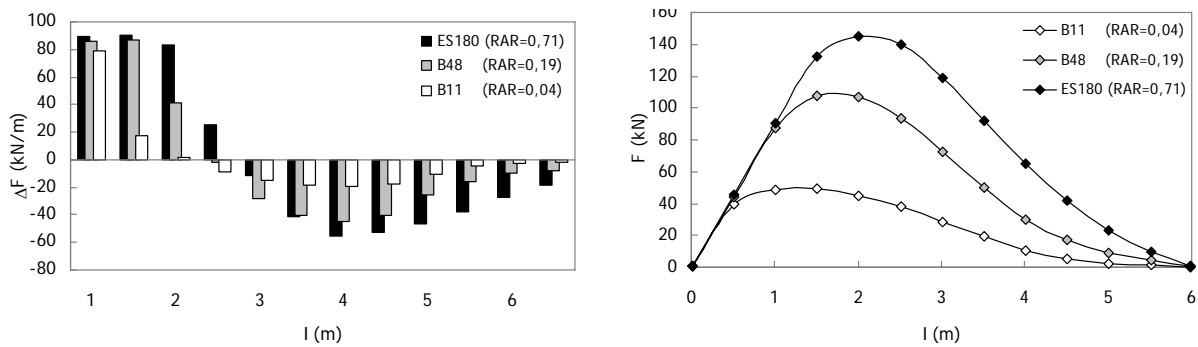


Figura 5. 89 – evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego mais esforçado” em função da RAR ($K_0 = 0,55$)

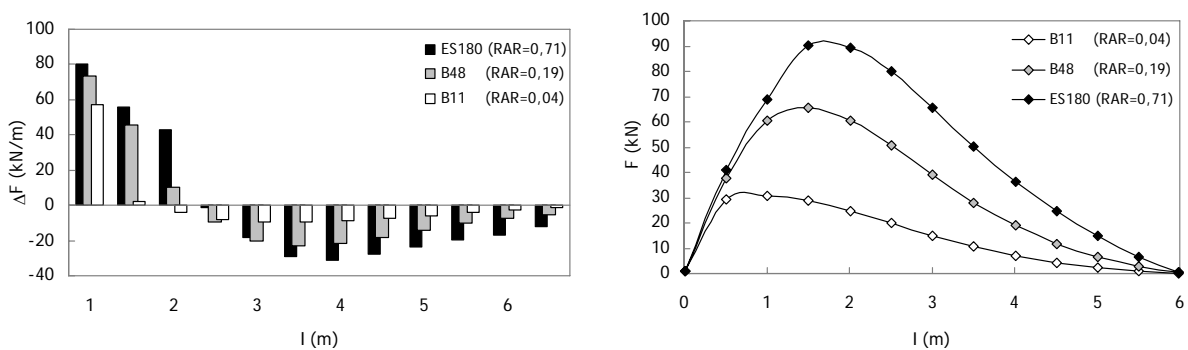


Figura 5. 90 – evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego médio” em função da RAR ($K_0 = 0,55$)

5.4.2.3. Redução do valor de referência em 60% ($K_0 = 0,4$)

Para finalizar a análise do efeito do valor de K_0 sobre a eficácia do reforço da frente de escavação procedeu-se a uma diminuição do valor unitário de referência em 60%. Mais uma vez não é visível uma estabilização do efeito do reforço, apesar de ser notória uma maior eficiência associada aos primeiros aumentos de rigidez.

O perfil ES180 (o mais robusto disponível) diminui a extensão da mancha plastificada ao nível do eixo do túnel para 5,0 m (Figura 5. 91) e ao nível do coroamento e do hasteal para 1,5 m (Figura 5. 92), o que consiste no pior desempenho de todos os cenários até agora avaliados.

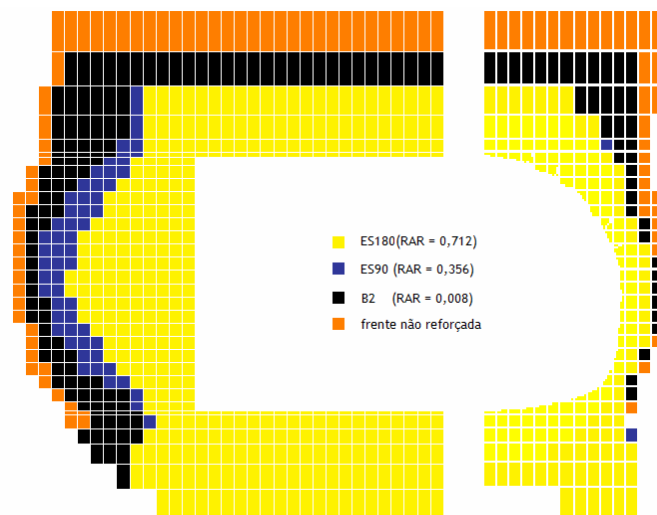


Figura 5. 91 – evolução da zona plastificada na frente de escavação (corte longitudinal) em função do RAR utilizado ($K_0 = 0,40$)

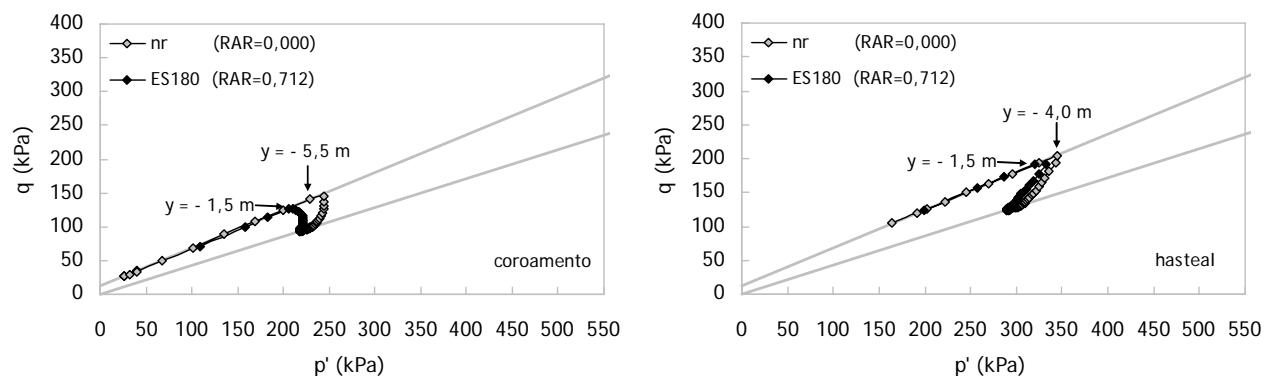


Figura 5. 92 – efeito do parâmetro RAR sobre as trajetórias de tensão no coroamento e no hasteal ($K_0 = 0,40$)

A Figura 5. 93 mostra claramente o efeito que a variação da “rigidez absoluta relativa” tem sobre os perfis verticais de extrusão, no âmbito do cenário presentemente em análise. Independentemente do que foi dito quanto ao pior desempenho do reforço no que diz respeito ao controlo da plastificação, verifica-se que é possível diminuir o valor máximo do deslocamento na frente de escavação em pouco mais de 70%, mantendo-se desta forma o desempenho observado em todos os cenários anteriores.

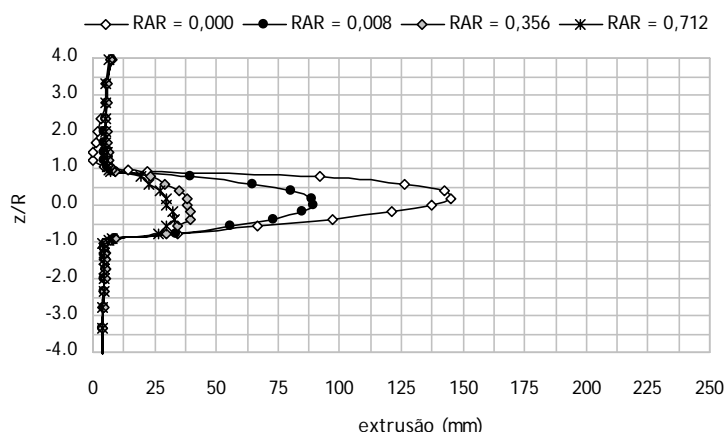


Figura 5. 93 – efeito do parâmetro RAR sobre o perfil vertical de extrusão ($K_0 = 0,40$)

Também à superfície não se observa qualquer perda de eficácia, sendo possível reduzir o valor do assentamento máximo para cerca de 60% do valor associado à frente não reforçada (Figura 5. 94). Acrescente-se ainda que tanto a Figura 5. 93 como a Figura 5. 94 apontam mais uma vez para a quase estabilização do efeito do reforço, em termos de deslocamentos no maciço, para valores do parâmetro RAR superiores a 0,4.

O Quadro 5. 7 revela que a largura da bacia de assentamentos transversais é proporcional ao valor da “rigidez absoluta relativa”, o que se traduz num aumento total do parâmetro i_x em cerca de 5%.

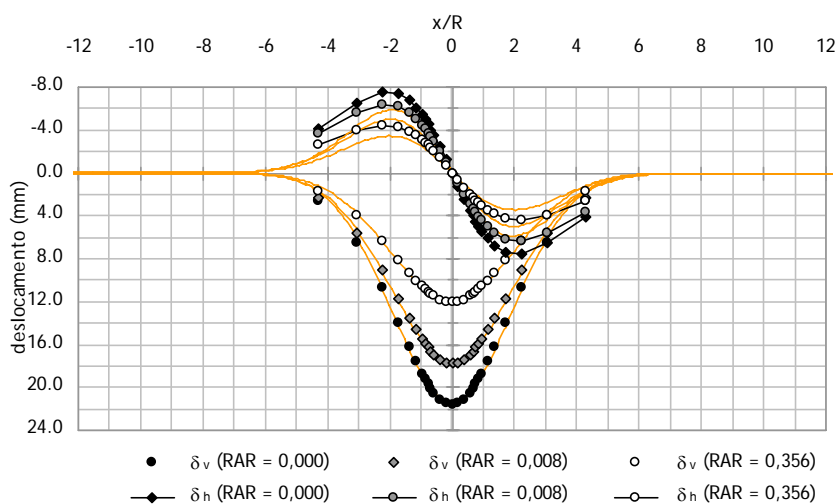


Figura 5. 94 – efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de assentos e deslocamentos horizontais aquando da passagem da frente de escavação ($K_0 = 0,40$)

Quadro 5. 8 – efeito do parâmetro RAR sobre os parâmetros que definem o perfil transversal de assentamentos

K_0	RAR	$\delta_{v \max}$ (mm)	i_x (m)	V_a (%)	k
0,40	0,000	21,37	9,98	0,6%	0,45
0,40	0,008	17,55	10,26	0,5%	0,47
0,40	0,356	11,93	10,46	0,4%	0,48

No que diz respeito à evolução, em função do valor de RAR, dos parâmetros extrusão e volume 3D da bacia de subsidência (Figura 5. 95) observa-se, como já vem sendo hábito para valores do coeficiente de impulso em repouso inferiores à unidade, que para valores de RAR próximos de 0,2 já se mobilizou quase 90% (87%) do efeito total.

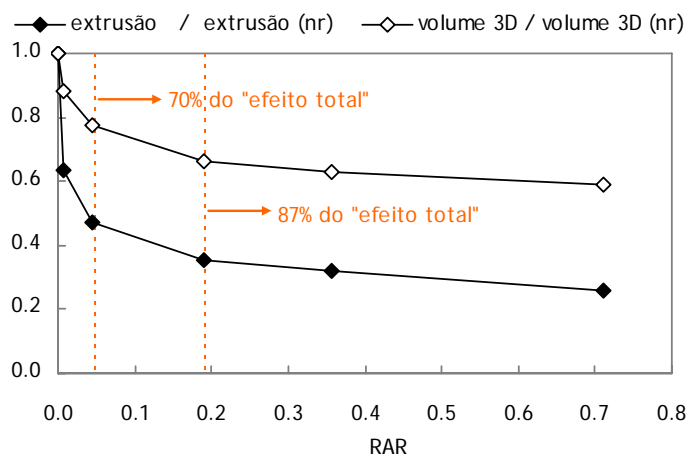


Figura 5. 95 – evolução dos parâmetros normalizados extrusão média e volume 3D da bacia de subsidência para valores crescentes de RAR ($K_0 = 0,40$)

As extensões horizontais (Figura 5. 96) e os deslocamentos na mesma direcção (Figura 5. 94), por apresentarem algumas disparidades, sugerem que também neste cenário a hipótese que serve de base à expressão (4-3) não será inteiramente válida, apontando os vectores deslocamento observados no maciço para um ponto situado algures acima do eixo do túnel. Já no que diz respeito à distorção angular, o ajuste entre os valores calculados e os previstos é bastante bom.

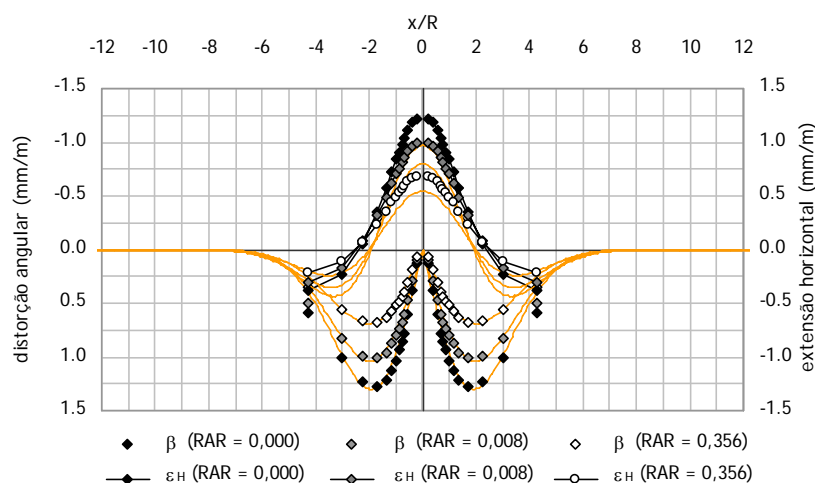


Figura 5. 96 – efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de distorção angular e extensão horizontal à superfície aquando da passagem da frente de escavação ($K_0 = 0,40$)

A representação dos danos previstos à superfície segundo Boscardin e Cording (Figura 5. 97) evidencia que o efeito máximo do reforço é obtido para um valor do parâmetro RAR próximo de 0,4,

tendo-se verificado que para maiores valores da rigidez as “curvas de danos” viriam sobrepostas às já existentes. Embora a gravidade dos danos possa ser significativamente diminuída pela introdução de elementos lineares de reforço na frente de escavação, esta técnica não é suficiente para, no âmbito do cenário agora avaliado, abolir completamente os danos. Deve por isso ser associada a outras técnicas de reforço ou melhoramento tal como se concluiu para todos os cenários com coeficiente de impulso em repouso inferior a unidade.

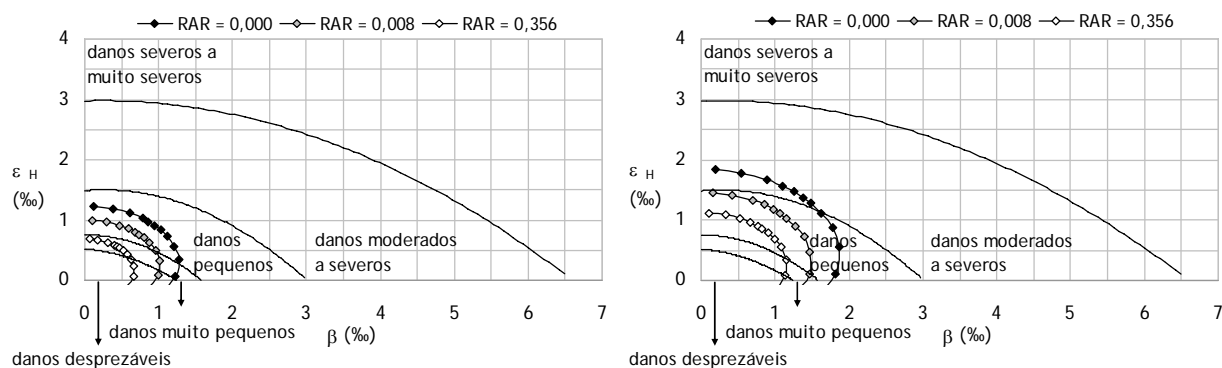


Figura 5.97 – efeito do RAR sobre os danos previstos, segundo Boscardin e Cording (1989), aquando da passagem da frente (esquerda) e no final da escavação (direita) - $K_0 = 0,40$

A Figura 5.98 e a Figura 5.99 reforçam as observações feitas para os outros cenários avaliados, no que diz respeito à distribuição da força total mobilizada em cada prego em função da sua posição na frente de escavação. Também a Figura 5.100e a Figura 5.101 reforçam as conclusões dos cenários anteriores relativas à mobilização dos esforços ao longo do “prego mais esforçado” e do “prego médio”.

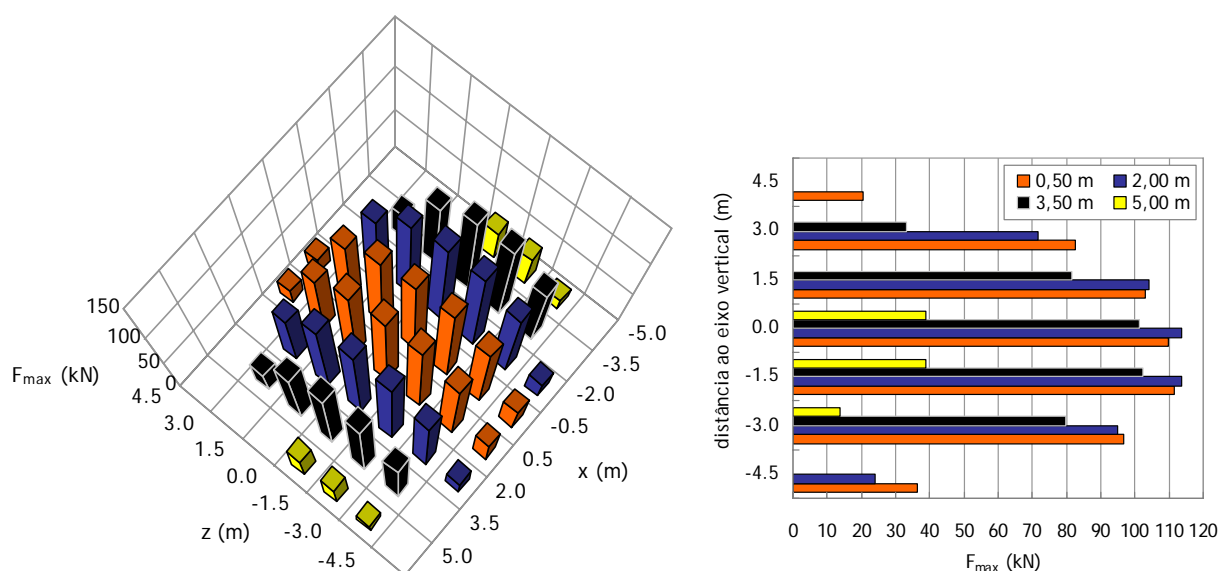


Figura 5.98 – magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente ($K_0 = 0,40$, $RAR = 0,190$)

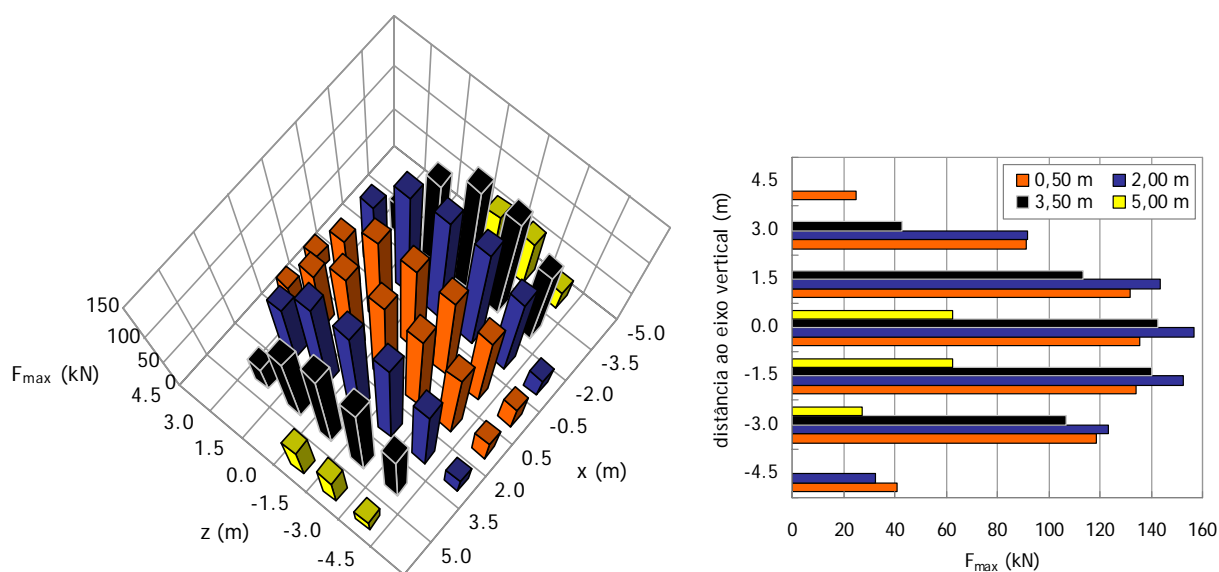


Figura 5. 99 – magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente ($K_0 = 0,40$, $RAR = 0,712$)

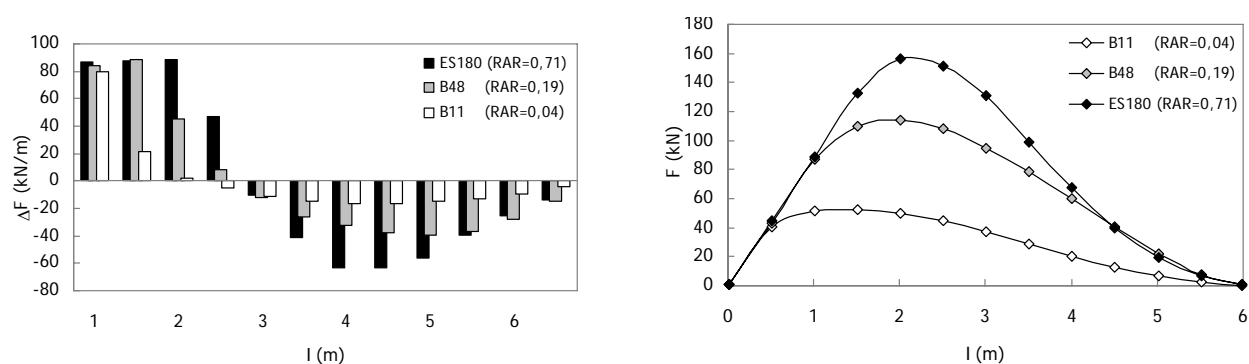


Figura 5. 100 – evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego mais esforçado” em função da RAR ($K_0 = 0,40$)

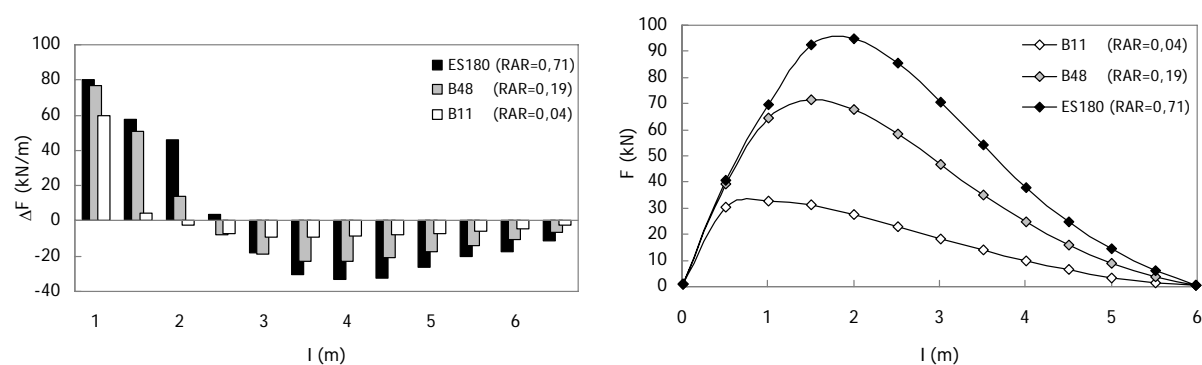


Figura 5. 101 – evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego médio” em função da RAR ($K_0 = 0,40$)

5.4.3. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DO MACIÇO

A variação dos parâmetros resistentes do maciço tem, naturalmente, um efeito marcante sobre a propagação da plastificação na frente de corte. Tendo em atenção que uma componente fundamental da acção do reforço com elementos em fibra de vidro é precisamente o controlo da mancha plastificada, surge de imediato a necessidade de avaliar o efeito dos parâmetros resistentes sobre o desempenho deste sistema de reforço da frente. Com esse objectivo, analisaram-se três cenários adicionais, um em que se aumentou o valor da coesão, c , de 15 kPa para 25 kPa e dois em que se variou o ângulo de atrito, ϕ , originalmente igual a 34° em $\pm 4^\circ$.

5.4.3.1. Avaliação do efeito do aumento da coesão

A coesão do maciço terroso tem um efeito preponderante sobre a estabilidade da frente de escavação, tal como já ficou comprovado em 4.4.2.4. Com vista a fundamentar as observações que foram feitas quanto à eficiência do reforço da frente de escavação, procedeu-se à avaliação de um novo cenário, no âmbito do qual se aumentou o valor da coesão em 10 kPa. No Quadro 5. 9 resumem-se as análises efectuadas.

Quadro 5. 9 – sistemas de reforço avaliados (elementos estruturais Durglass FL da empresa sireg)

Cálculo	c (kPa)	Ref. prego	Tipo	A_p (cm ²)	k_q (kN/m/m)	T_R (kN)	RAR
C6 – 00	25,0	-	-	-	-	-	-
C6 – 01	25,0	B2	barra circular cheia	0,20	2,10e6	20	0,008
C6 – 02	25,0	P12	Placa	1,20	3,01e6	120	0,047
C6 – 03	25,0	B48	barra circular cheia	4,80	4,50e6	480	0,190
C6 – 04	25,0	ES90	elemento composto	9,00	5,80e6	900	0,356
C6 – 05	25,0	ES180	elemento composto	18,00	8,53e6	1800	0,712

Verifica-se (Figura 5. 102) que, embora a mancha plastificada venha naturalmente muito diminuída, o aumento da “rigidez absoluta relativa” provoca sempre melhorias adicionais no controle da plastificação. Para o perfil ES180 é possível observar uma zona em rotura muito reduzida, que se reduz a uns meros 2,00 m ao nível do eixo do túnel e que praticamente se anula ao nível do coroamento e do hasteal (Figura 5. 103).

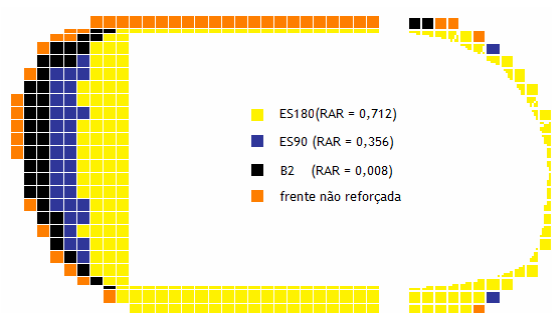


Figura 5. 102 – evolução da zona plastificada na frente de escavação (corte longitudinal) em função do RAR utilizado ($c = 25$ kPa)

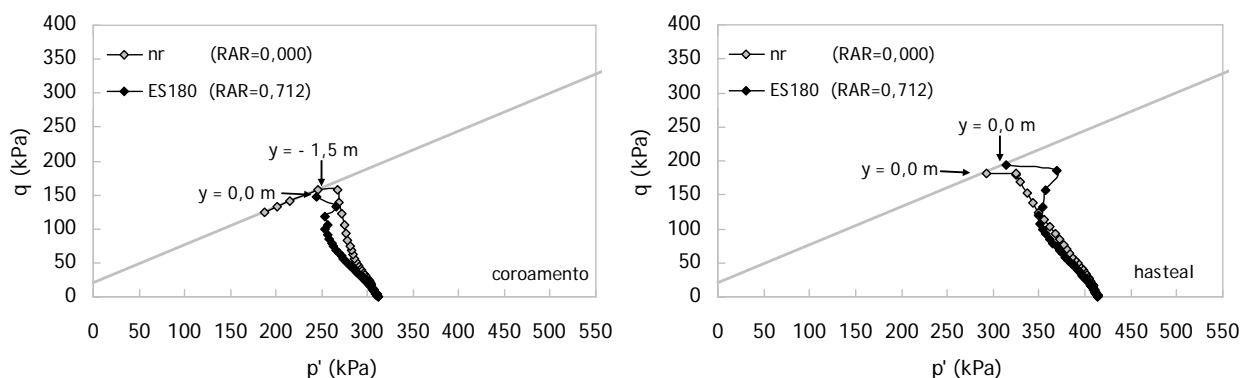


Figura 5. 103 – efeito do parâmetro RAR sobre as trajectórias de tensão no coroamento e no hasteal ($c = 25$ kPa)

A representação dos perfis verticais de extrusão (Figura 5. 104) permite constatar que os ganhos adicionais quando se evolui de um valor de $RAR = 0,356$ para um valor de $RAR = 0,712$ são perfeitamente mensuráveis. De facto, a utilização do perfil ES90 permite diminuir o valor máximo da extrusão em cerca de 45%, enquanto que a utilização do perfil ES180 permite aumentar este valor em 10%, totalizando uma redução de 55%.

Verifica-se assim que o aumento da resistência do maciço se reflecte num atraso da estabilização do efeito do reforço e na diminuição do efeito global sobre os perfis de extrusão de 70% para 55%. Mantêm-se no entanto a linearização da curva de extrusão, associada à utilização do perfil ES180.

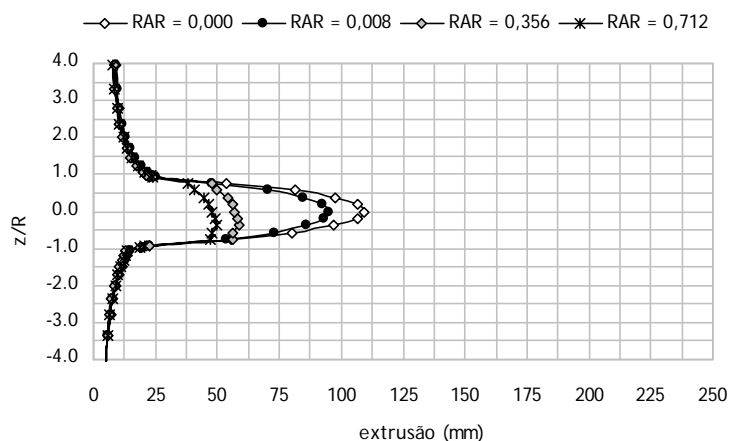


Figura 5. 104 – efeito do parâmetro RAR sobre o perfil vertical de extrusão ($c = 25$ kPa)

Também no que diz respeito aos perfis transversais de deslocamentos (Figura 5. 105) se detecta uma tendência semelhante. Por um lado torna-se possível diferenciar as curvas associadas aos valores da “rigidez absoluta relativa” $RAR = 0,356$ e $RAR = 0,712$, as quais tinham aparecido sobrepostas em todos os cenários até agora analisados. Por outro lado, a eficiência do reforço vem muito diminuída por comparação com os outros cenários, não sendo agora possível diminuir o assentamento máximo para além dos 73% do assentamento máximo não reforçado.

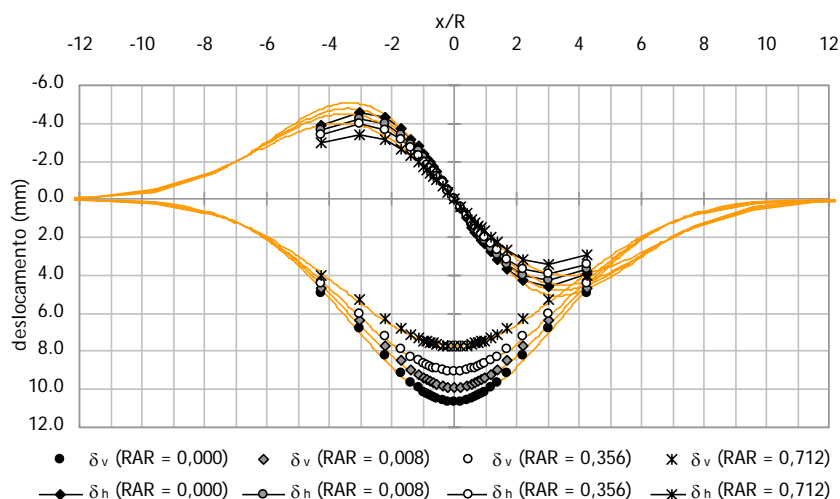


Figura 5. 105 – efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de assentos e deslocamentos horizontais aquando da passagem da frente de escavação ($c = 25$ kPa)

No Quadro 5. 10 apresenta-se a evolução dos parâmetros que caracterizam a bacia de subsidência, verificando-se mais uma vez que a largura do perfil transversal cresce ligeiramente com o aumento do RAR, o que se traduz num aumento máximo do parâmetro i_x de cerca de 8%.

Quadro 5. 10 – efeito do parâmetro RAR sobre os parâmetros que definem o perfil transversal de assentamentos

c (kPa)	RAR	$\delta_{v \max}$ (mm)	i_x (m)	V_a (%)	k
25,0	0,000	10,56	17,44	0,54%	0,79
25,0	0,008	9,80	17,71	0,51%	0,81
25,0	0,356	9,00	18,17	0,48%	0,83
25,0	0,712	7,71	18,88	0,43%	0,86

A Figura 5. 106 resume o que foi dito, evidenciando que também no que diz respeito ao controle dos deslocamentos não existe uma verdadeira estabilização do efeito do reforço. No entanto verifica-se, como vem sendo hábito, que para RAR próximo de 0,2 já ocorreu 90% do efeito máximo que se consegue obter com os pregos existentes no mercado e que, com a utilização de pregos de apenas $1,2 \text{ cm}^2$ de área individual, já se mobiliza uma percentagem de reforço bastante significativa (62%). Deve-se assim ter em atenção que, quando se refere que não existe estabilização, se pretende frisar que ainda é possível alguma melhoria, se bem que quase imperceptível. Do ponto de vista prático, poder-se-ia afirmar que, mesmo no presente cenário, a estabilização ocorre para um valor da rigidez pouco inferior a 0,2.

A Figura 5. 107 mostra o efeito da “rigidez absoluta relativa” sobre as deformações à superfície. É notória uma excelente proximidade entre as curvas previstas e as calculadas, em particular no que diz respeito às extensões horizontais, validando-se assim a expressão (4-3) no caso do coeficiente de impulso em repouso ser unitário.

No que diz respeito aos danos à superfície, e apesar do presente cenário apenas provocar “danos desprezáveis”, independentemente do valor considerado para RAR (Figura 5. 108), observa-se uma melhoria significativa. Contrariamente ao que tem sido hábito, o aumento de RAR de 0,356 para 0,712 introduz ainda um efeito mensurável.

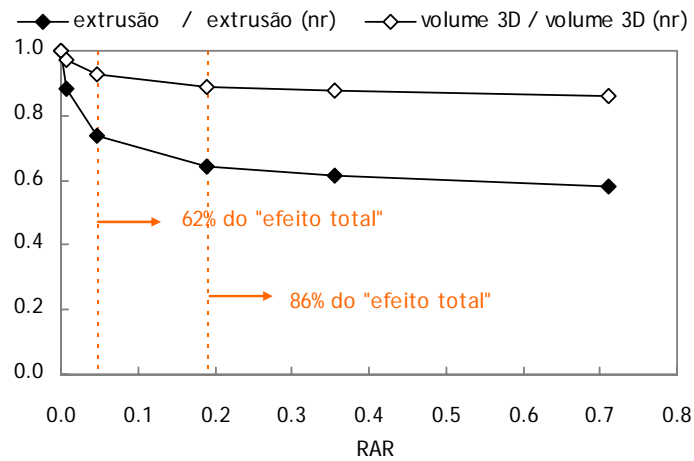


Figura 5. 106 – evolução dos parâmetros normalizados extrusão média e volume 3D da bacia de subsidência para valores crescentes de RAR ($c = 25$ kPa)

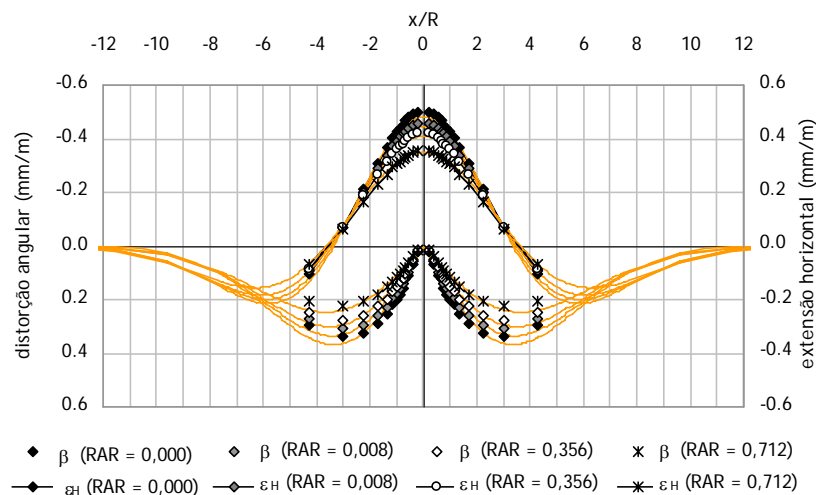


Figura 5. 107 – efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de distorção angular e extensão horizontal à superfície aquando da passagem da frente de escavação ($c = 25$ kPa)

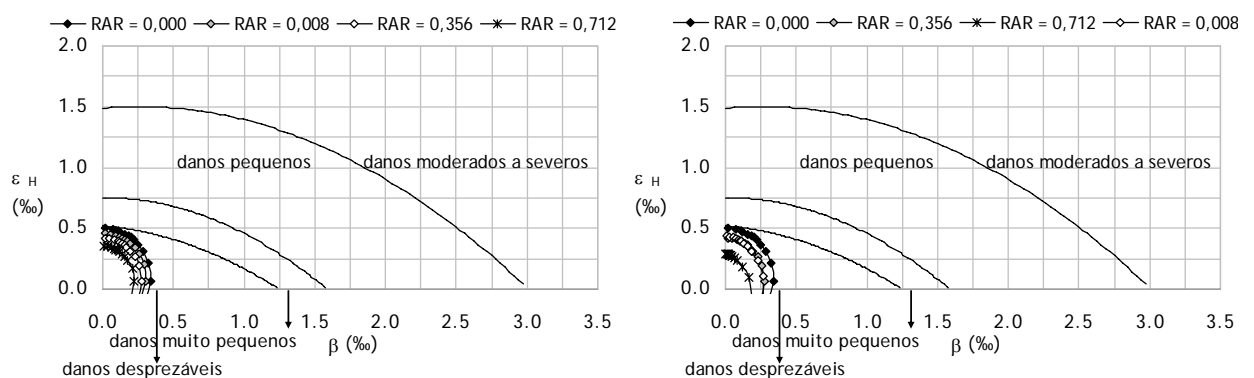


Figura 5. 108 – efeito do RAR sobre os danos previstos, segundo Boscardin e Cording (1989), aquando da passagem da frente (esquerda) e no final da escavação (direita) – $c = 25$ kPa

A Figura 5. 109 e na Figura 5. 110 representam a força mobilizada em cada prego, em função do respectivo posicionamento na frente de escavação. Mantêm-se as observações feitas anteriormente, para outros parâmetros resistentes do maciço, verificando-se que os pregos mais esforçados se localizam perto do eixo do túnel e que os pregos periféricos mobilizam esforços muito pequenos.

Também no que diz respeito à distribuição da resistência e da força total mobilizada ao longo do prego (Figura 5. 111 e Figura 5. 112), o comportamento observado é em tudo semelhante ao dos outros cenários avaliados.

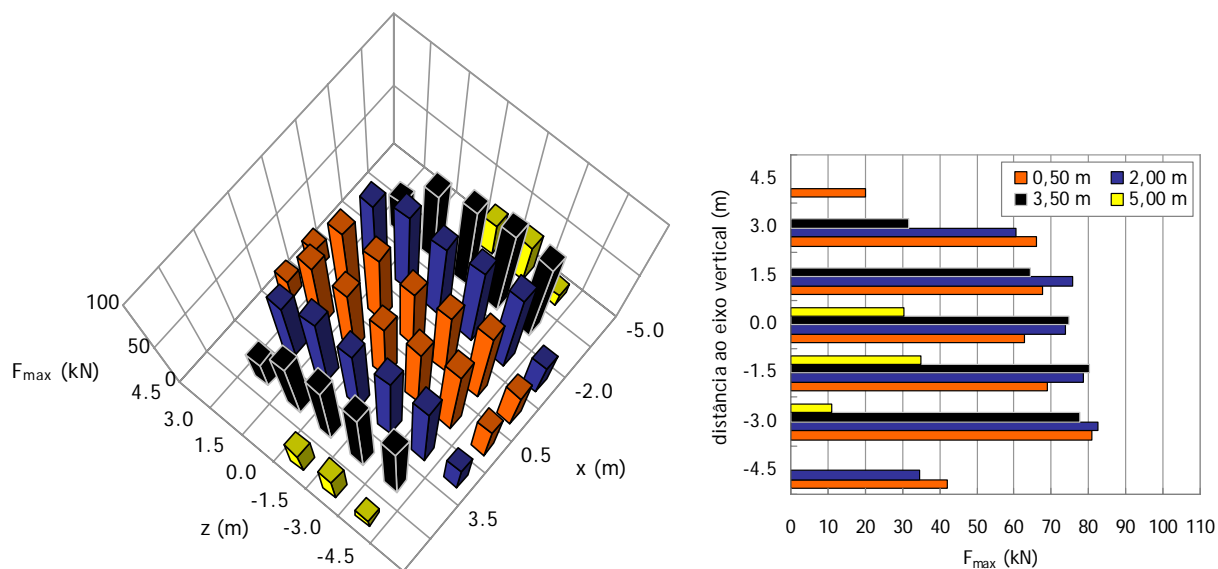


Figura 5. 109 – magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente ($c = 25 \text{ kPa}$, $\text{RAR} = 0,190$)

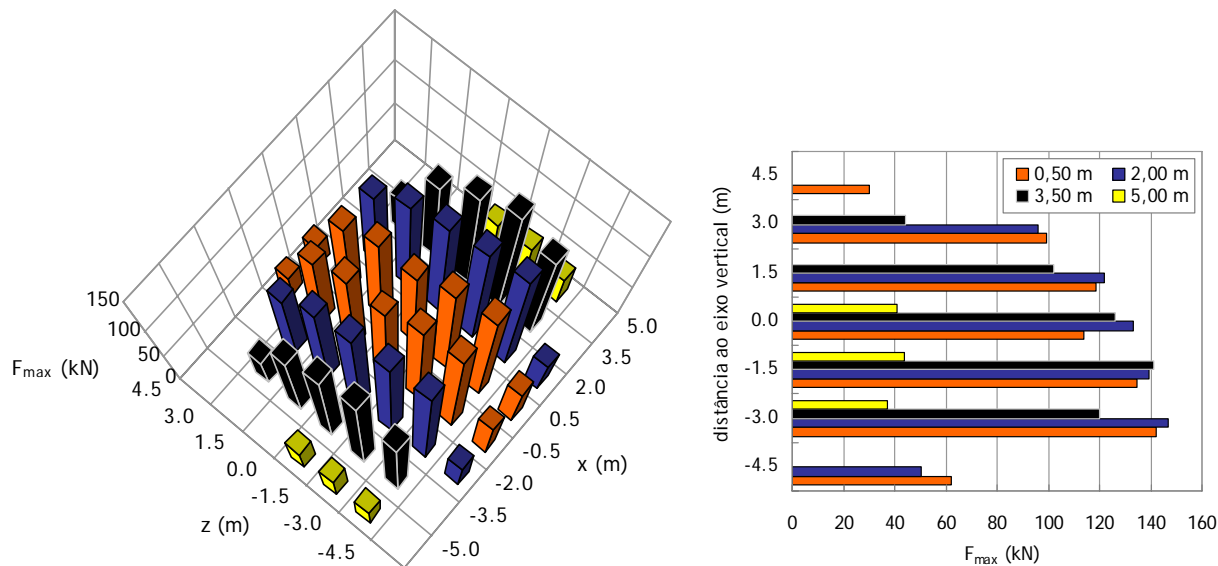


Figura 5. 110 – magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente ($c = 25 \text{ kPa}$, $\text{RAR} = 0,712$)

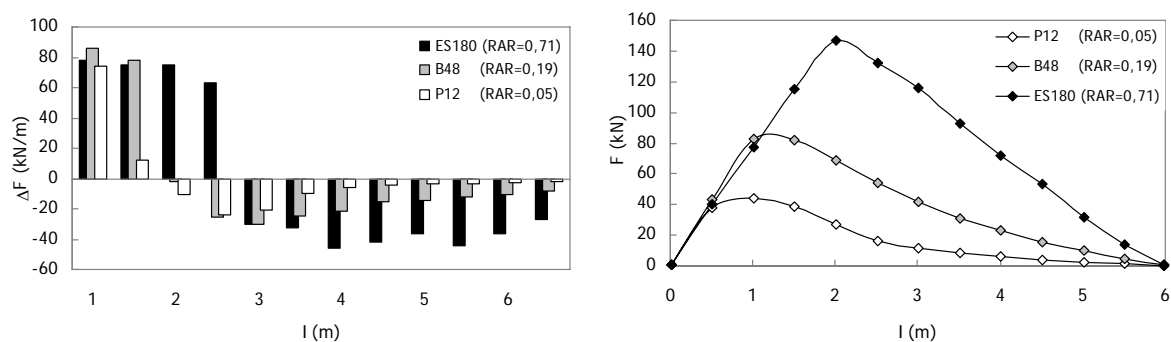


Figura 5.111 – evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego mais esforçado” em função da RAR ($c = 25$ kPa)

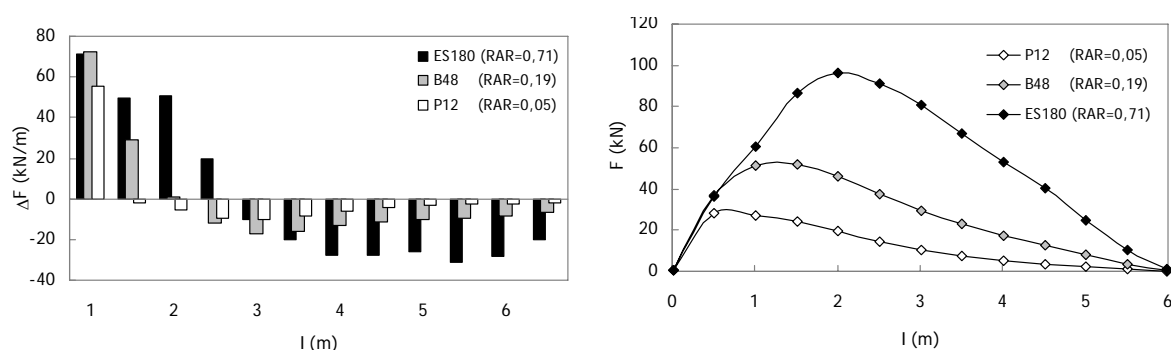


Figura 5.112 – evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego médio” em função da RAR ($c = 25$ kPa)

5.4.3.2. Avaliação do efeito da variação do ângulo de atrito

Procede-se agora à avaliação do efeito da variação do ângulo de atrito do maciço sobre o desempenho do sistema de reforço da frente de escavação com pregos em fibra de vidro. Com vista à concretização deste objectivo definiram-se dois novos cenários, semelhantes em tudo ao “cenário base” excepto no que diz respeito ao valor do parâmetro em estudo. No Quadro 5.11 resumem-se os cálculos efectuados.

Quadro 5.11 – sistemas de reforço avaliados (elementos estruturais Durglass FL da empresa sireg)

Cálculo	ϕ (°)	Ref. prego	Tipo	A_p (cm ²)	k_g (kN/m/m)	T_R (kN)	RAR
C7 – 00	30,0	-	-	-	-	-	-
C7 – 01	30,0	B2	barra circular cheia	0,20	2,10e6	20	0,008
C7 – 02	30,0	P12	Placa	1,20	3,01e6	120	0,047
C7 – 03	30,0	B48	barra circular cheia	4,80	4,50e6	480	0,190
C7 – 04	30,0	ES90	Elemento composto	9,00	5,80e6	900	0,356
C7 – 05	30,0	ES180	Elemento composto	18,00	8,53e6	1800	0,712
C8 – 00	38,0	-	-	-	-	-	-
C8 – 01	38,0	B2	barra circular cheia	0,20	2,10e6	20	0,008
C8 – 02	38,0	B11	barra circular cheia	1,10	2,94e6	110	0,043
C8 – 03	38,0	B48	barra circular cheia	4,80	4,50e6	480	0,190
C8 – 04	38,0	ES90	elemento composto	9,00	5,80e6	900	0,356
C8 – 05	38,0	ES180	elemento composto	18,00	8,53e6	1800	0,712

5.4.3.2.1. Redução do valor de referência em 4° ($\phi = 30^\circ$)

A redução do valor do ângulo de atrito de referência para 30° teve como consequência principal a instabilização da frente de escavação não suportada. Foi assim necessário aplicar uma pressão na frente de $\sigma_T = 1,4$ kPa para que o cálculo convergisse. A determinação da pressão mínima necessária para a manutenção da estabilidade da frente seguiu um procedimento semelhante ao dos cálculos descritos no Capítulo 2.

A observação da evolução da mancha plastificada com o valor da “rigidez absoluta relativa” revela que ocorre estabilização da plastificação para um valor de RAR próximo de 0,4 (Figura 5. 113).

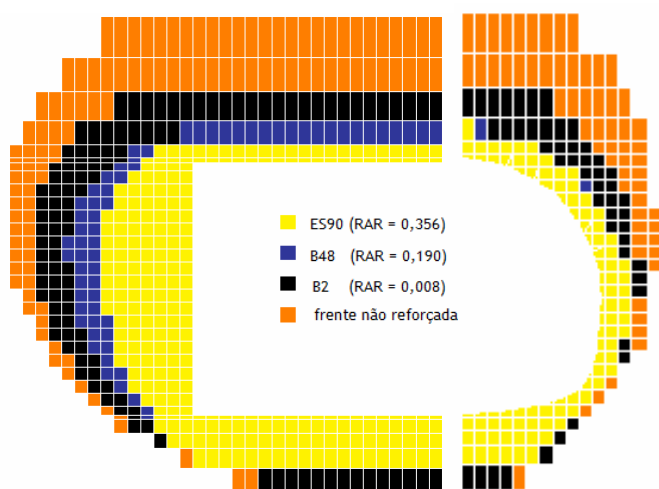


Figura 5. 113 – evolução da zona plastificada na frente de escavação (corte longitudinal) em função do utilizado ($\phi = 30^\circ$)

A Figura 5. 113 e a Figura 5. 114 mostram que a mancha estabilizada é significativamente inferior à inicial, reduzindo-se a sua extensão ao nível do eixo de 7,0 m para 3,5 m (50%), ao nível do coroamento de 6,5 m para 1,5 m (77%) e ao nível do hasteal de 3,5 m para 1,0 m (71%). A extensão da zona plastificada não reforçada é consideravelmente superior à do “cenário base”, não obstante a eficácia que o sistema de reforço revela no controlo da sua propagação é quase equivalente.

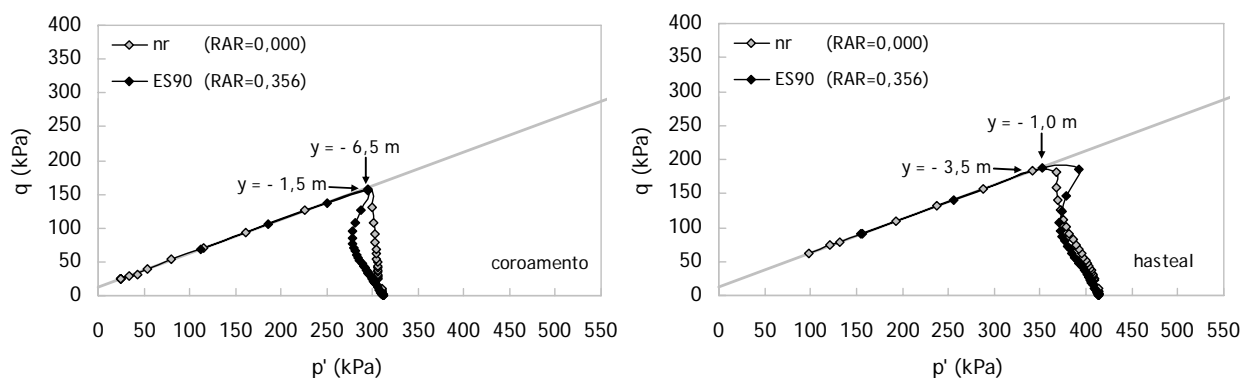


Figura 5. 114 – efeito do parâmetro RAR sobre as trajetórias de tensão no coroamento e no hasteal ($\phi = 30^\circ$)

Na Figura 5. 115 representa-se o efeito do parâmetro RAR sobre os perfis verticais de extrusão. Verifica-se que a eficácia do reforço é superior à do cenário base, chegando a observar-se uma diminuição dos deslocamentos de 80%. Adicionalmente, é notório que a partir de $RAR = 0,190$, os acréscimos adicionais de rigidez introduzem poucas alterações para além da linearização do perfil. Os resultados sugerem que, no caso de uma maciço menos resistente, o efeito máximo do reforço é maior (em percentagem) e se mobiliza na totalidade para valores inferiores da rigidez. Esta observação é idêntica à que foi feita em 5.4.3.1 e que referia que no caso de um maciço mais resistente a eficiência máxima do reforço é menor e se mobiliza mais tardiamente.

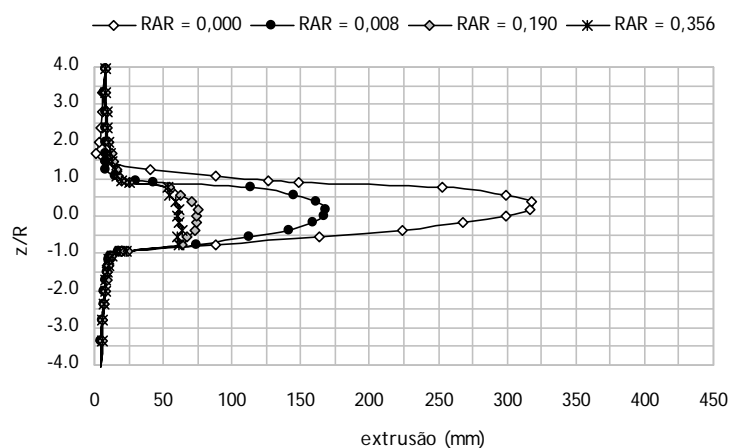


Figura 5. 115 – efeito do parâmetro RAR sobre o perfil vertical de extrusão ($\phi = 30^\circ$)

Também o impacto do reforço sobre os perfis transversais de deslocamentos à superfície (Figura 5. 116) reforça o que foi dito, uma vez que os perfis correspondentes a valores de RAR superiores a 0,190 não introduzem alterações mensuráveis e que o valor máximo do assentamento sofre uma redução para apenas 55%.

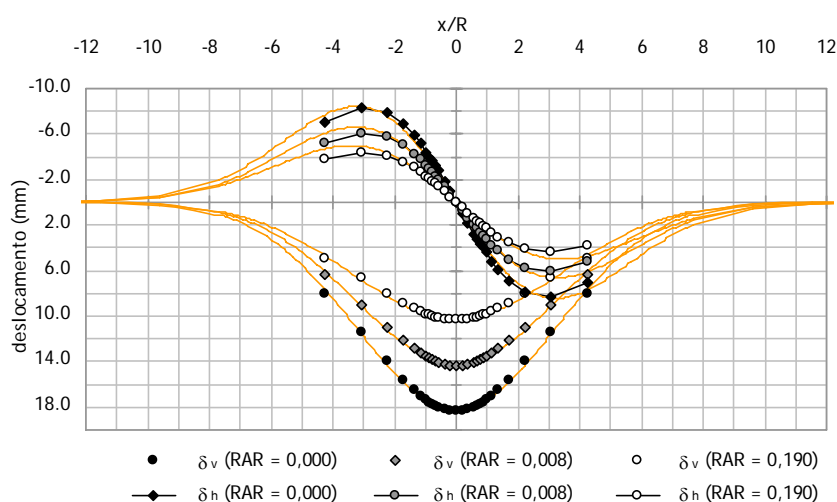


Figura 5. 116 – efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de assentamentos e deslocamentos horizontais aquando da passagem da frente de escavação ($\phi = 30^\circ$)

No Quadro 5. 12 resumem-se os parâmetros que definem os perfis transversais de assentamentos à superfície. Verifica-se que perfil alarga para valores crescentes da “rigidez absoluta relativa”, o que se reflecte num aumento máximo do parâmetro i_x de cerca de 5%.

Quadro 5. 12 – efeito do parâmetro RAR sobre os parâmetros que definem o perfil transversal de assentamentos

ϕ (°)	RAR	$\delta_{v\max}$ (mm)	i_x (m)	V_a (%)	k
30°	0,000	18,18	16,82	0,90%	0,76
30°	0,008	14,20	16,95	0,71%	0,77
30°	0,190	10,24	17,68	0,53%	0,80

A observação da evolução da extrusão e do volume da bacia de assentamentos em função da “rigidez absoluta relativa” (Figura 5. 117) permite concluir que se mobiliza 84% do efeito máximo potenciado pelo reforço para um valor do parâmetro RAR inferior a 0,05.

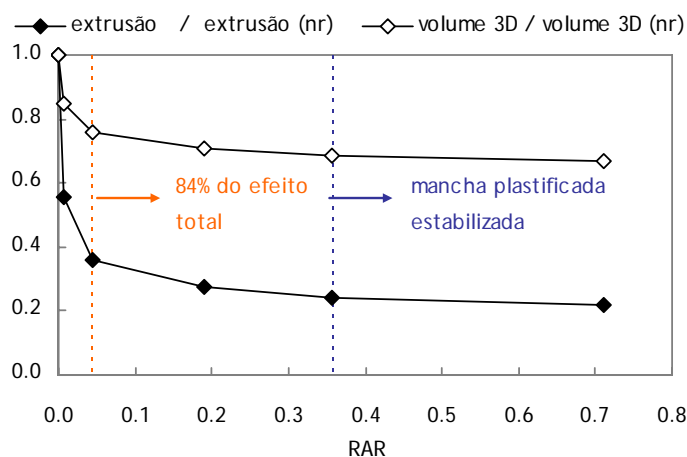


Figura 5. 117 – evolução dos parâmetros normalizados extrusão média e volume 3D da bacia de subsidência para valores crescentes de RAR ($\phi = 30^\circ$)

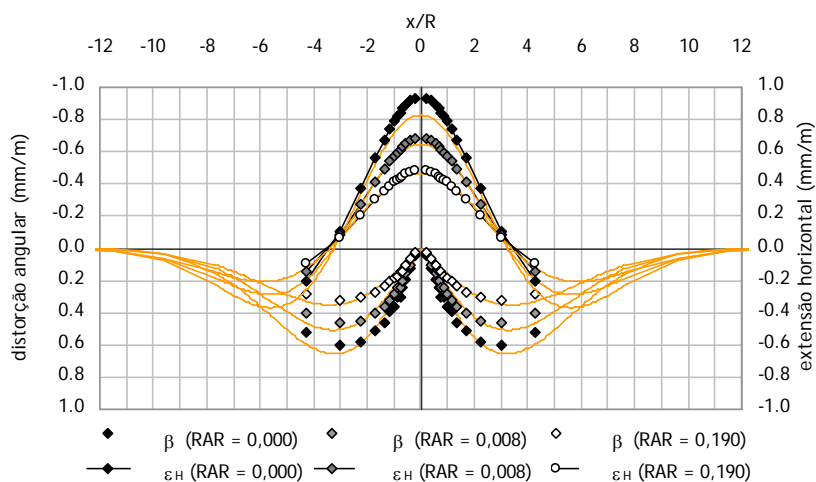


Figura 5. 118 – efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de distorção angular e extensão horizontal à superfície aquando da passagem da frente de escavação ($\phi = 30^\circ$)

A redução obtida sobre as deformações à superfície (Figura 5. 118), responsáveis pelos danos observados(Figura 5. 119), estabiliza para um valor de RAR igual a 0,190 e permite transitar de uma classificação de “danos pequenos a moderados” para “danos desprezáveis”.

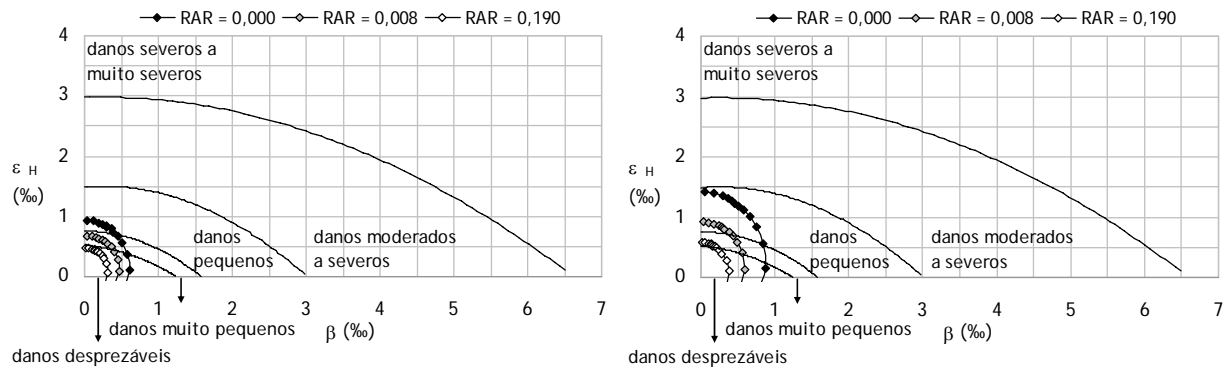


Figura 5. 119 – efeito do RAR sobre os danos previstos, segundo Boscardin e Cording (1989), aquando da passagem da frente (esquerda) e no final da escavação (direita) - $\phi = 30^\circ$

As considerações resultantes da representação da distribuição do esforço mobilizado em função da localização do prego na frente (Figura 5. 120 e Figura 5. 121) e da representação da transferência de esforços ao longo do comprimento do prego (Figura 5. 122 e Figura 5. 123) são idênticas às que foram feitas para o cenário base.

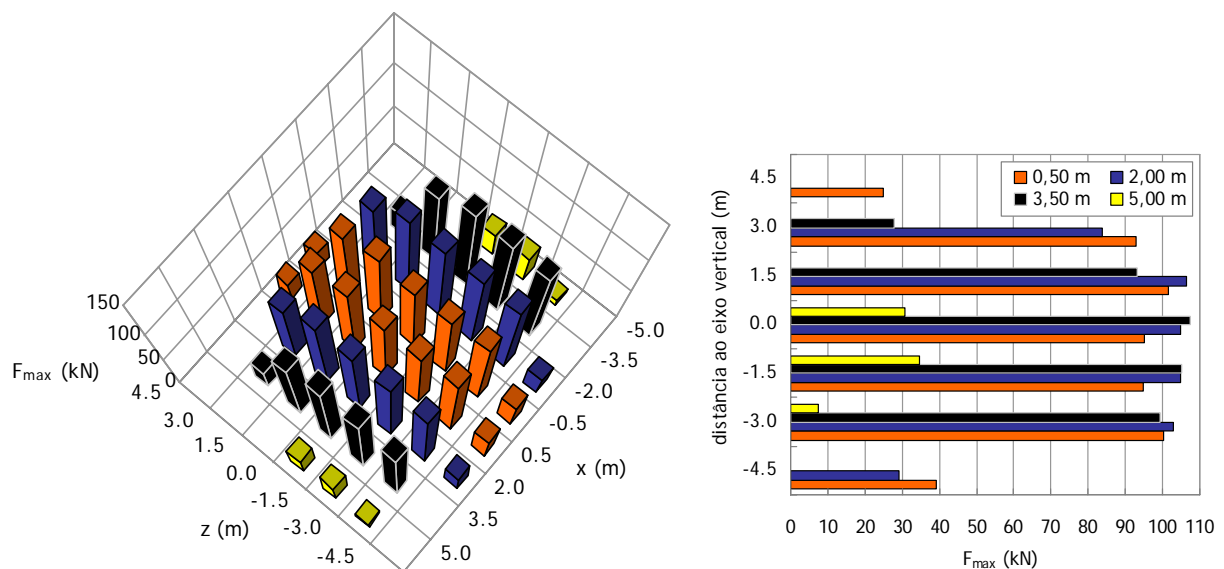


Figura 5. 120 – magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente de escavação ($\phi = 30^\circ$, RAR = 0,190)

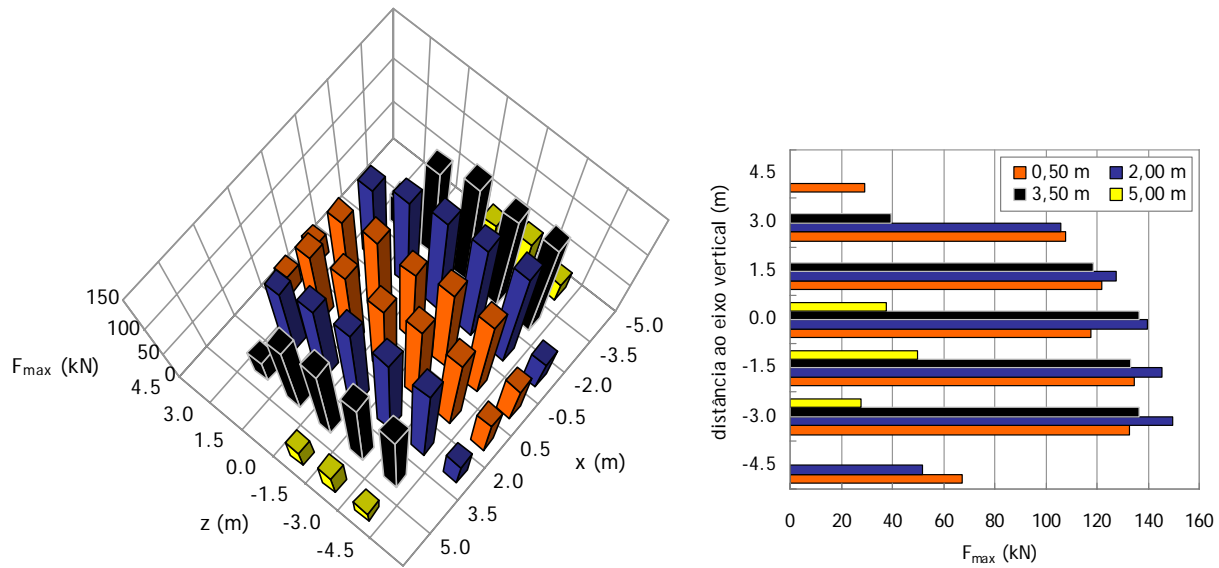


Figura 5. 121 – magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente de escavação ($\phi = 30^\circ$, RAR = 0,712)

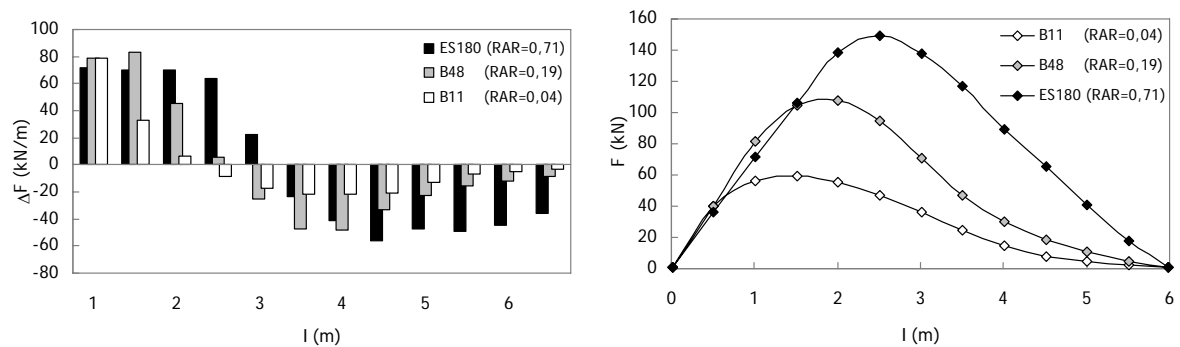


Figura 5. 122 – evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego mais esforçado” em função da RAR ($\phi = 30^\circ$)

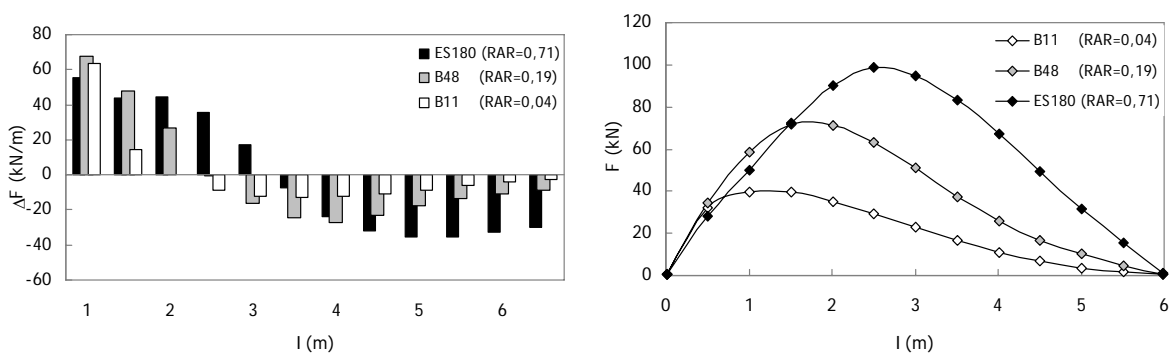


Figura 5. 123 – evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego médio” em função da RAR ($\phi = 30^\circ$)

5.4.3.2.2. Aumento do valor de referência em 4° ($\phi = 38^\circ$)

O aumento do valor de referência do ângulo de atrito para 38° provoca uma diminuição significativa na extensão da zona plastificada (Figura 5. 124). Esta mancha diminui progressivamente para valores crescentes da “rigidez absoluta relativa”, sendo notória a estabilização deste efeito para valores de RAR superiores a 0,4. As dimensões mínimas da zona em rotura, obtidas para o valor de RAR atrás mencionado, consistem em 2,0 m ao nível do eixo do túnel (Figura 5. 124) e 0,0 m ao nível do coroamento e do hasteal (Figura 5. 125).

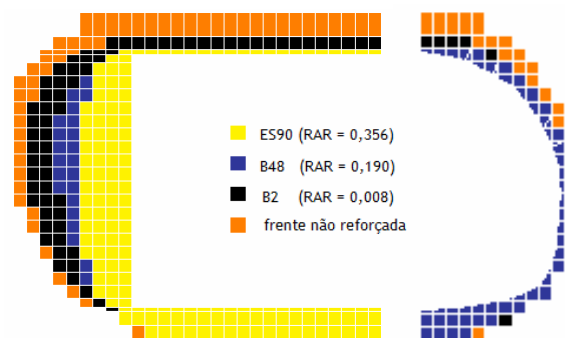


Figura 5. 124 – evolução da zona plastificada na frente de escavação (corte longitudinal) em função do RAR utilizado ($\phi = 38^\circ$)

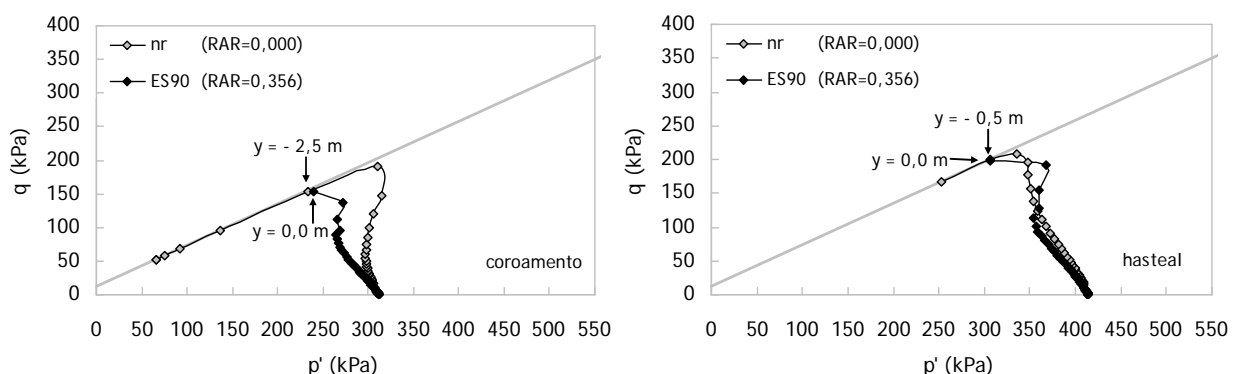


Figura 5. 125 – efeito do parâmetro RAR sobre as trajetórias de tensão no coroamento e no hasteal ($\phi = 38^\circ$)

A Figura 5. 126 evidencia que a partir de $\text{RAR} = 0,190$ os acréscimos adicionais de rigidez introduzem poucas alterações. Verifica-se ainda que o desempenho do reforço é inferior ao do cenário base, observando-se uma diminuição total de apenas 62% no valor máximo da extrusão. Mais uma vez os resultados sugerem que a eficácia do reforço na frente de escavação sobre o controlo dos deslocamentos diminui quando aumenta a resistência ao corte do maciço.

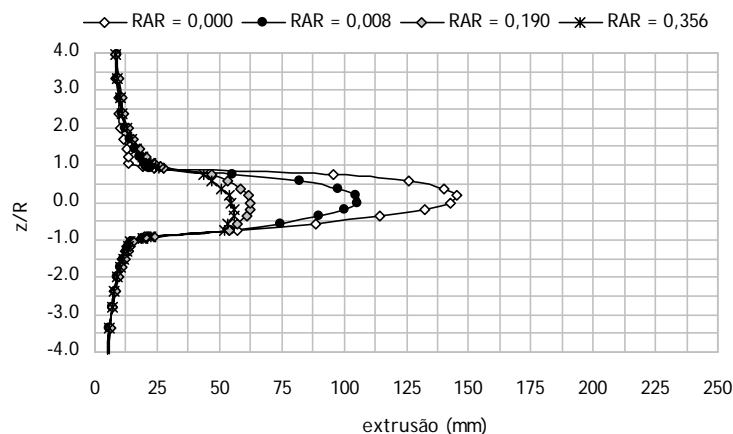


Figura 5. 126 – efeito do parâmetro RAR sobre o perfil vertical de extrusão ($\phi = 38^\circ$)

No que diz respeito aos perfis transversais de assentamentos detecta-se uma tendência semelhante, sendo notório que a eficiência no controlo do assentamento máximo vem diminuída por comparação com o desempenho do reforço em maciços menos resistentes, não sendo agora possível diminuir este parâmetro para além de 70% do valor registado no caso da frente não reforçada (Figura 5. 127).

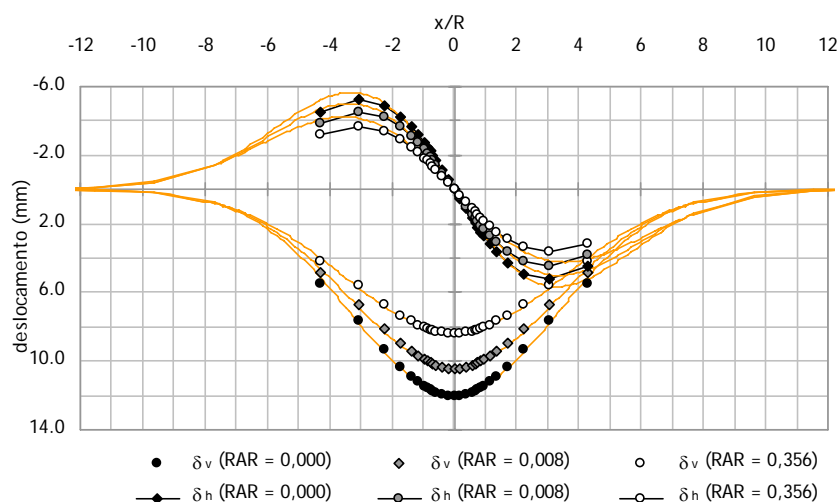


Figura 5. 127 – efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de assentos e deslocamentos horizontais aquando da passagem da frente de escavação ($\phi = 38^\circ$)

A evolução dos parâmetros que caracterizam a bacia de subsidência (Quadro 5. 13) aponta, como habitualmente, para o alargamento do perfil com o aumento da rigidez do sistema de reforço, o que se traduz num aumento de cerca de 7% do parâmetro i_x .

Quadro 5. 13 – efeito do parâmetro RAR sobre os parâmetros que definem o perfil transversal de assentamentos

ϕ ($^\circ$)	RAR	$\delta_{v\max}$ (mm)	i_x (m)	V_a (%)	k
38°	0,000	11,97	17,15	0,60%	0,78
38°	0,008	10,34	17,57	0,53%	0,80
38°	0,356	8,34	18,42	0,45%	0,84

Observa-se na Figura 5. 128 que para um valor da “rigidez absoluta relativa” próximo de 0,2 já se mobilizou 91% do efeito total do reforço. Por outro lado, é também notório que a utilização de perfis B11, com área individual de apenas 1,1 cm², é suficiente para mobilizar uma percentagem muito significativa (76%).

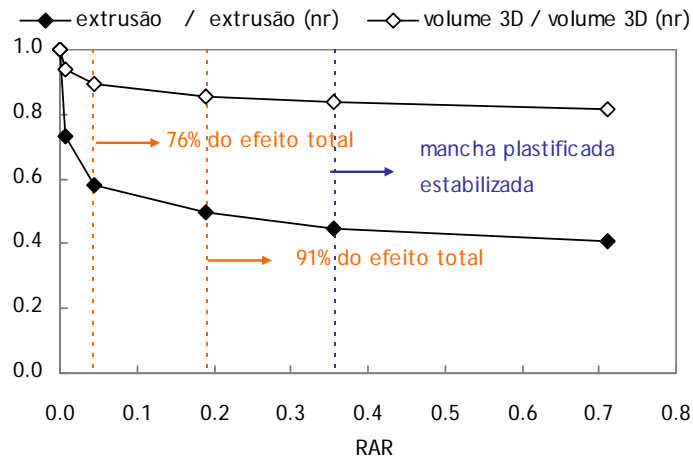


Figura 5. 128 – evolução dos parâmetros normalizados extrusão média e volume 3D da bacia de subsidência para valores crescentes de RAR ($\phi = 38^\circ$)

A Figura 5. 129 mostra o efeito da “rigidez absoluta relativa” sobre as deformações à superfície. É notória uma boa proximidade entre as curvas previstas e as calculadas, tal como já vem sendo usual para cenários caracterizados por um coeficiente de impulso em repouso unitário.

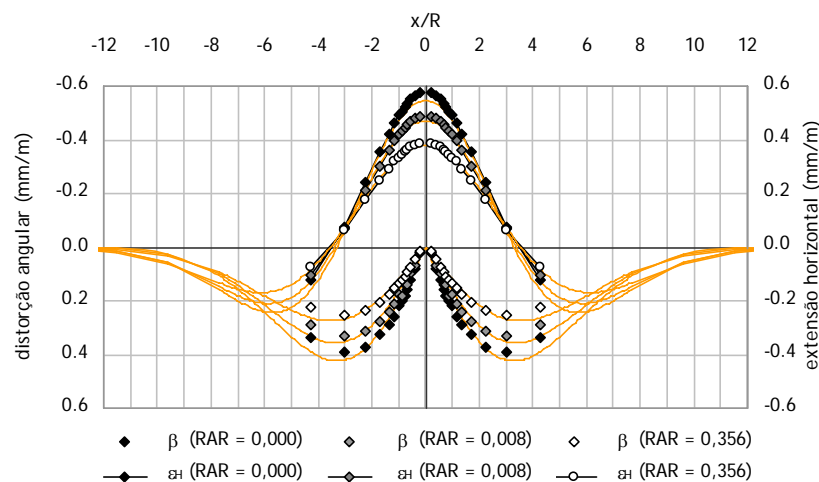


Figura 5. 129 – efeito do parâmetro RAR sobre os perfis transversais de distorção angular e extensão horizontal à superfície aquando da passagem da frente de escavação ($\phi = 38^\circ$)

Segundo o critério de Boscardin e Cording (Figura 5. 130) o presente cenário apenas provoca “danos muito pequenos” à superfície. Não obstante, verifica-se que o reforço da frente potencia uma melhoria significativa, a qual estabiliza para um valor de RAR = 0,190.

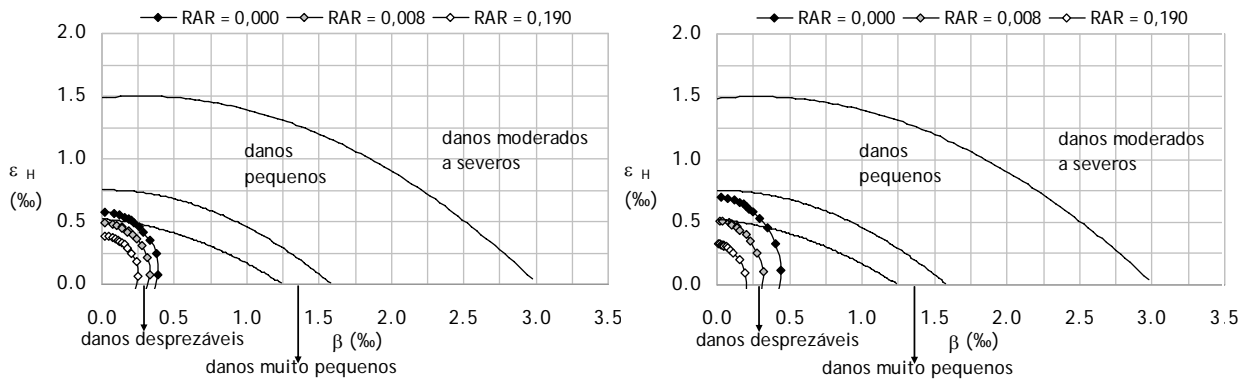


Figura 5.130 – efeito do RAR sobre os danos previstos, segundo Boscardin e Cording (1989), aquando da passagem da frente (esquerda) e no final da escavação (direita) - $\phi = 38^\circ$

A representação da força mobilizada em cada prego, em função da sua posição na frente de escavação (Figura 5.131 e Figura 5.132) reforça as observações que foram feitas para todos os cenários anteriormente analisados, mostrando que os elementos mais solicitados se localizam perto do eixo da secção e que os pregos periféricos mobilizam esforços comparativamente muito menores. Também a Figura 5.133 e a Figura 5.134 confirmam todas as anteriores observações no que diz respeito à distribuição da força total e da resistência mobilizada ao longo do prego.

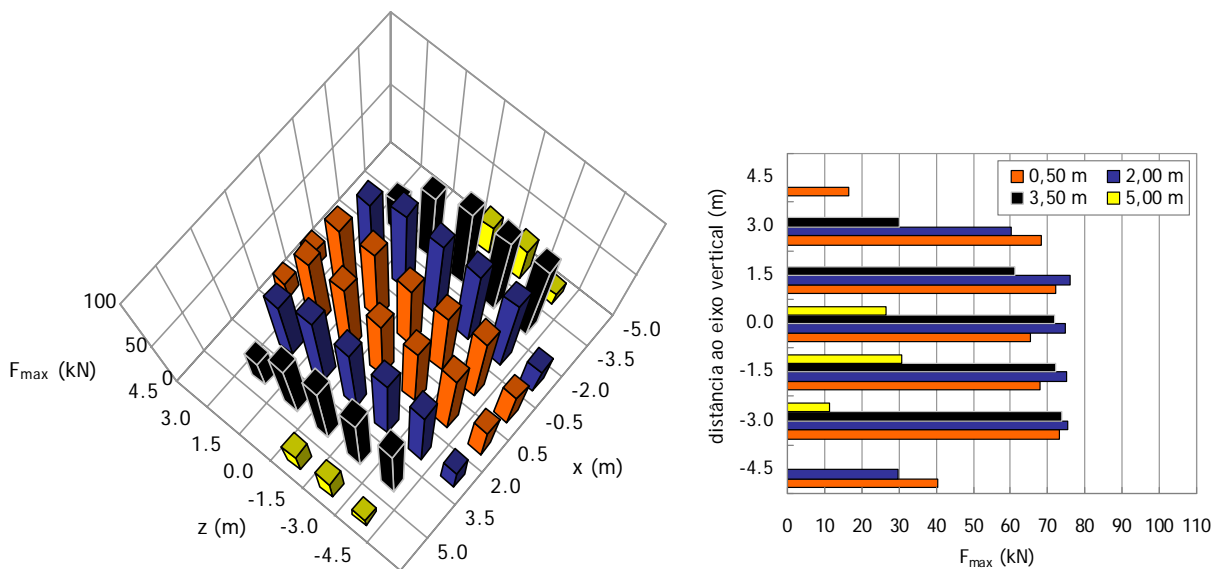


Figura 5.131 – magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente de escavação ($\phi = 38^\circ$, RAR = 0,190)

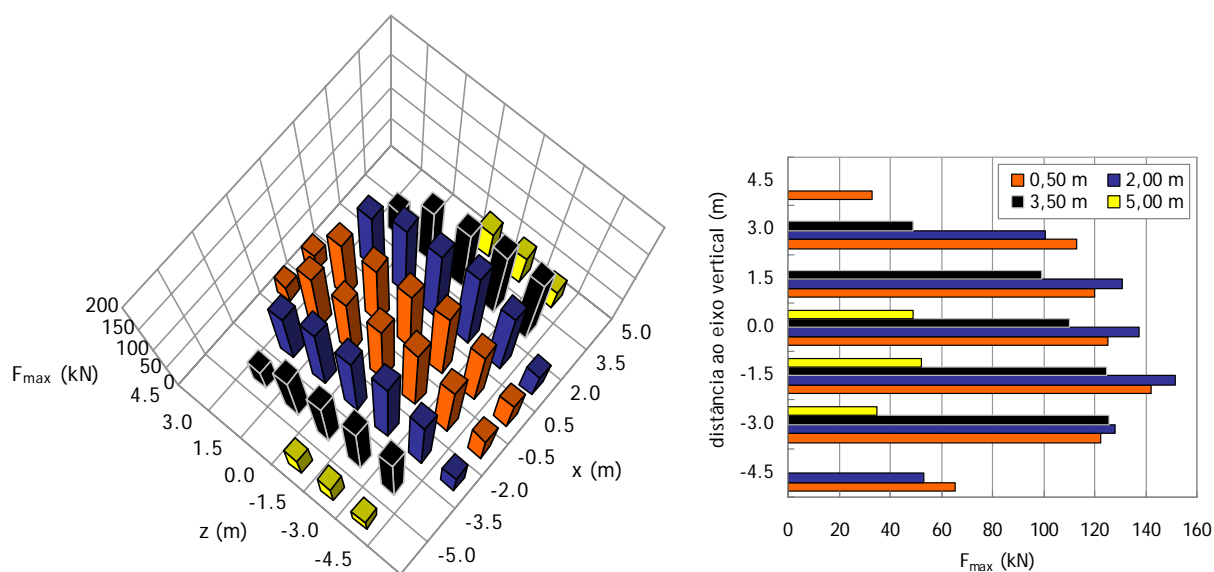


Figura 5.132 – magnitude das forças nos pregos em função da sua posição na frente de escavação ($\phi = 38^\circ$, RAR = 0,712)

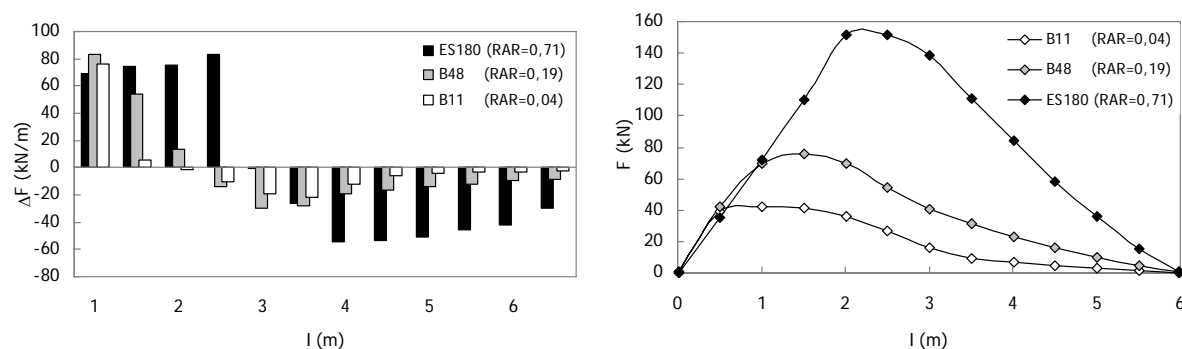


Figura 5.133 – evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego mais esforçado” em função da RAR ($\phi = 38^\circ$)

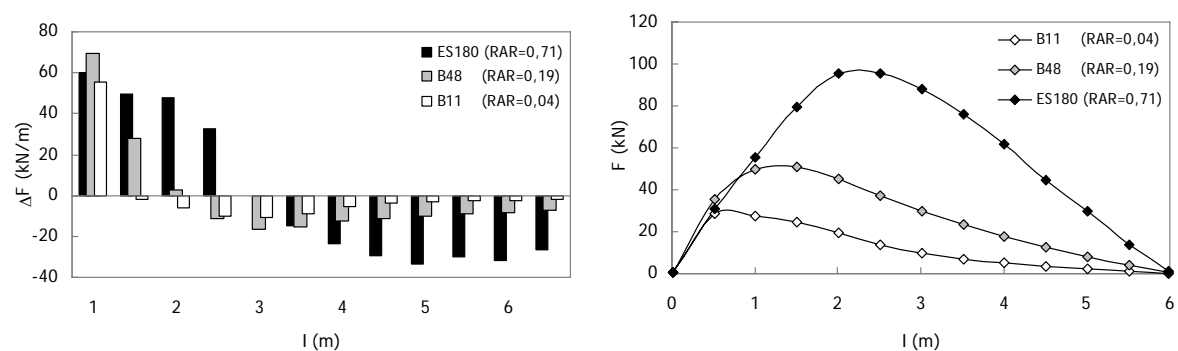


Figura 5.134 – evolução da mobilização da resistência (esquerda) e da distribuição da força (direita) ao longo do “prego médio” em função da RAR ($\phi = 38^\circ$)

5.5. AVALIAÇÃO DO EFEITO DA RETIRADA DOS PREGOS PERIFÉRICOS SOBRE A EFICIÊNCIA DO REFORÇO DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO

A análise da variação da força mobilizada em função do posicionamento dos pregos na frente de escavação sugere que os mais periféricos possam ser dispensados sem introduzir alterações significativas nos deslocamentos. A hipótese adiantada baseia-se no facto de, em todos os cenários avaliados, os pregos em causa apenas mobilizarem esforços muito reduzidos e praticamente desprezáveis, por comparação com os valores instalados nos restantes pregos.

Pretende-se agora validar esta hipótese, dada a importância que a diminuição do número total de pregos tem quer na redução do custo global das obras quer no aumento da velocidade de avanço da frente de escavação.

Na Figura 5. 135 representam-se a cor de laranja os pregos cuja retirada será analisada. Substitui-se assim os habituais 42 pregos existentes na frente de escavação por apenas 28, mantendo-se no entanto a densidade de pregagem na zona mais central da frente de corte.

Para todos os cenários anteriormente avaliados, repete-se o cálculo com os perfis ES180 (por serem os que mobilizam mais esforços) mas apenas com 28 pregos na frente. Compara-se em seguida os resultados obtidos com os originais, correspondentes à frente pregada com 42 elementos de reforço.

A comparação é feita com base no perfil vertical de extrusão, por ser o deslocamento mais directamente dependente do reforço, e na distribuição da força ao longo do “prego médio” e do “prego mais esforçado”.

Se a hipótese de que os pregos periféricos podem ser dispensados sem introduzir alterações significativas na eficácia do reforço se confirmar, espera-se obter perfis de extrusão praticamente coincidentes para ambas as abordagens. Já no que concerne à distribuição da força ao longo do prego, embora não se antecipem alterações no que respeita ao “prego mais esforçado”, naturalmente que o “prego médio” mobilizará um maior esforço total no caso da frente reforçada apenas com 28 pregos, uma vez que, neste caso, foram precisamente eliminadas as pregagens menos esforçadas, o que tem naturalmente como consequência que o valor médio do esforço nas restantes aumente.

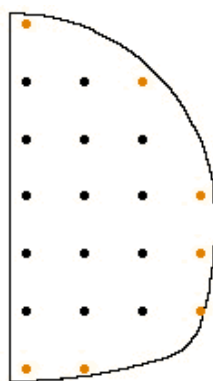


Figura 5. 135 – localização na frente de escavação dos pregos retirados

Inicia-se a comparação para o “cenário base”, o qual se caracteriza por um ângulo de atrito interno $\phi = 34^\circ$, uma coesão $c = 15$ kPa, um módulo de deformabilidade da camada intermédia $E_s^{\text{int}} = 50$ MPa e

um coeficiente em repouso $K_0 = 1,00$. Na Figura 5. 136 e na Figura 5. 137 representam-se os resultados obtidos, para ambas as distribuições de pregos na frente de escavação.

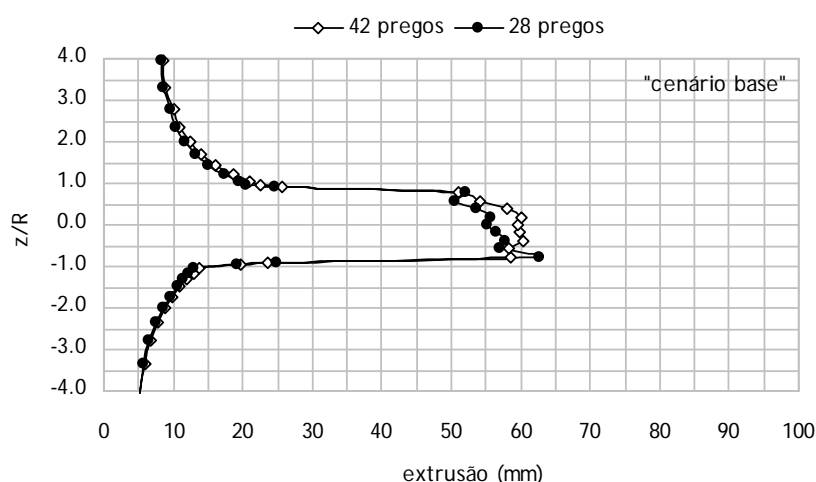


Figura 5. 136 – efeito da retirada dos pregos periféricos sobre o perfil vertical de extrusão (“cenário base”)

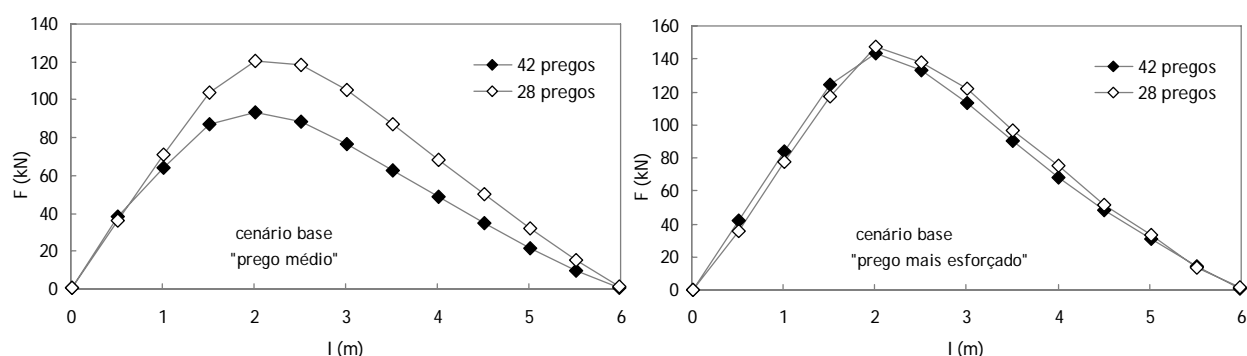


Figura 5. 137 – efeito da retirada dos pregos periféricos sobre a distribuição da força ao longo do elemento de reforço (“cenário base”)

Confirma-se que os pregos periféricos podem ser eliminados sem introduzir alterações significativas no perfil vertical de extrusão. Observa-se a formação de um “pico” de deslocamento próximo da soleira e de outro, menos significativo, próximo do coroamento. Os picos observados prendem-se naturalmente com a existência de uma zona não reforçada, decorrente da retirada dos pregos periféricos.

Também no que diz respeito à distribuição da força ao longo do “prego mais esforçado” não sobressaem alterações significativas. Já no que diz respeito à força média mobilizada, torna-se evidente que vem bastante aumentada quando se procede à retirada de parte dos elementos de reforço. Esse aumento ocorre na proporção de 8/6, enquanto que o número de pregos diminui na proporção de 6/9 o que sugere que a força total mobilizada vem diminuída em 8/9. Verifica-se assim que a retirada dos pregos periféricos provoca uma muito ligeira diminuição da força total mobilizada, a qual no entanto pode ser perfeitamente desprezada, até porque não introduz alterações mensuráveis nos deslocamentos reforçados observados.

Em seguida procede-se à análise da retirada dos pregos periféricos para os restantes cenários anteriormente estudados, todos resultantes do “cenário base” mas com um dos parâmetros chave alterado.

Os resultados da comparação efectuada para os cenários com E_s^{int} variável representam-se na Figura 5. 138 e na Figura 5. 139.

A Figura 5. 140 e a Figura 5. 141 mostram a análise referente aos cenários em que se variou o valor do coeficiente do impulso em repouso.

Por último, observam-se na Figura 5. 142 e na Figura 5. 143 os resultados associados aos cenários com resistência ao corte variável.

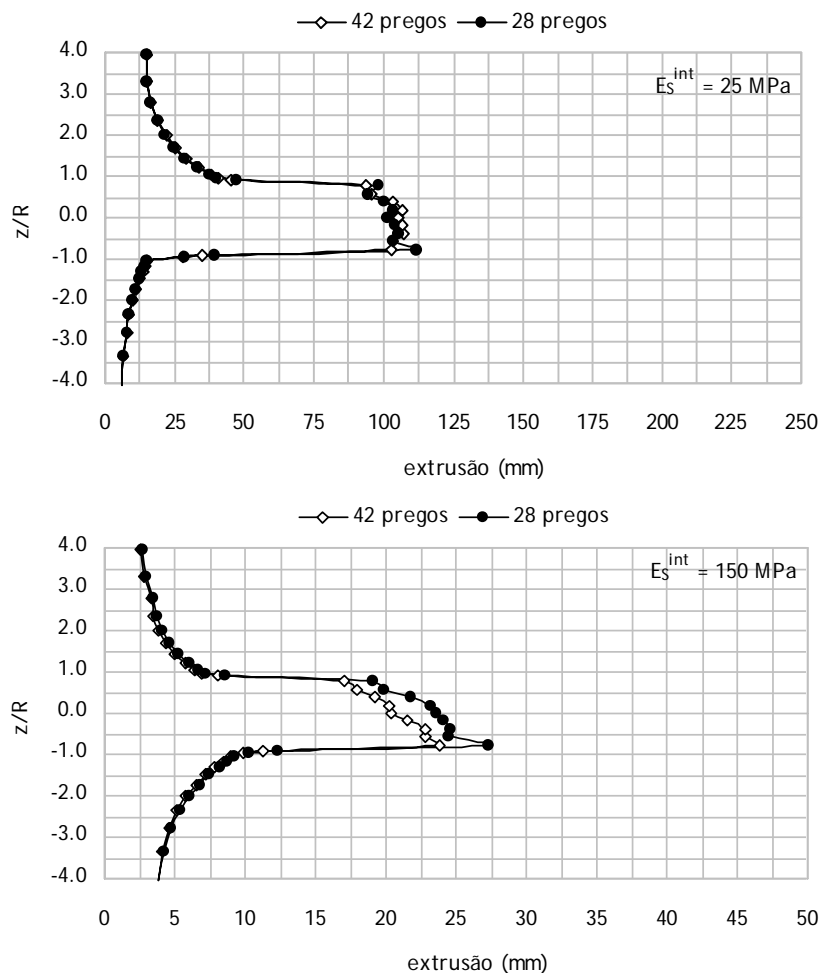


Figura 5. 138 – efeito da retirada dos pregos periféricos sobre o perfil vertical de extrusão (E_s^{int} variável)

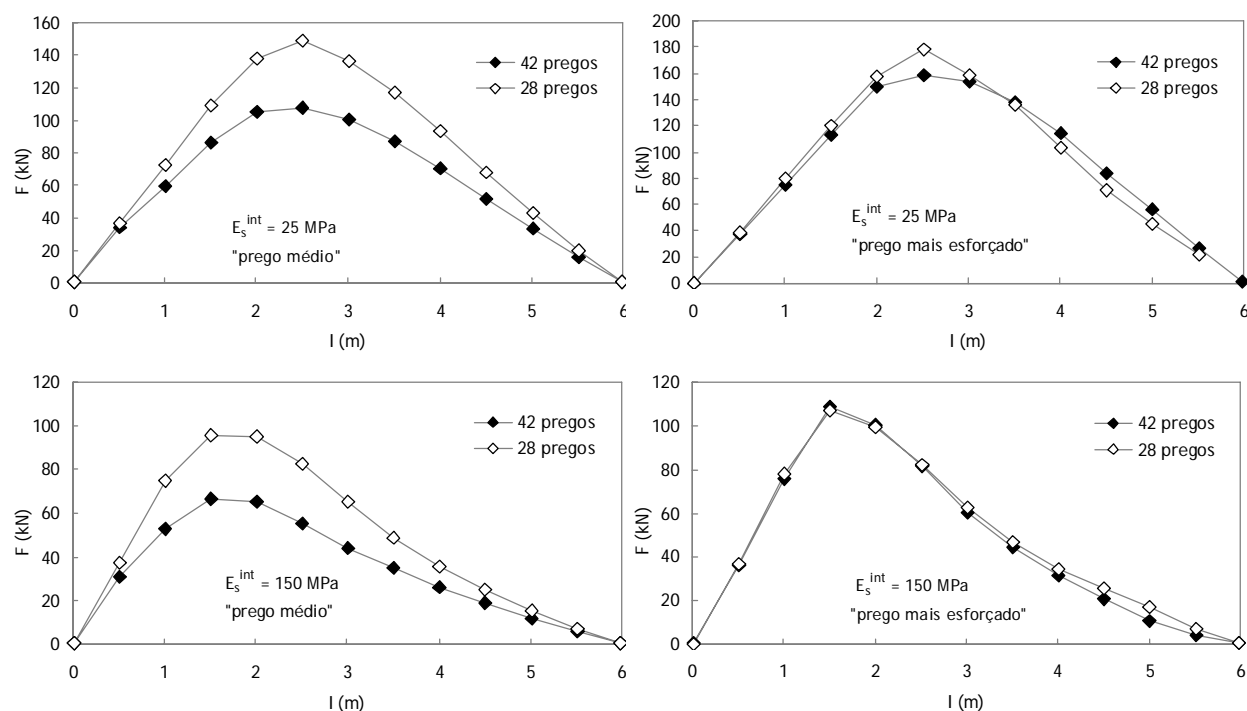


Figura 5. 139 – efeito da retirada dos pregos periféricos sobre a distribuição da força ao longo do elemento de reforço (E_s^{int} variável)

Para os vários cenários de deformabilidade analisados torna-se evidente que a dispensa dos pregos periféricos não introduz alterações significativas.

De facto, os perfis verticais de extrusão revelam-se praticamente inalterados, à excepção dos “picos de deslocamento” que ocorrem próximo da soleira e que resultam do aumento da área de influência dos pregos respectivos.

A distribuição da força ao longo do prego também não sofre modificações mensuráveis e a força mobilizada no “prego médio” aumenta cerca de 40%, o que resulta em grande parte da diminuição do número de pregos em cerca de 33%. A disparidade entre as duas percentagens prende-se com a ligeira diminuição da força total mobilizada que ocorre quando se dispensa os pregos periféricos.

A análise dos cenários resultantes da variação do coeficiente de impulso em repouso (Figura 5. 140 e Figura 5. 141) e dos cenários resultantes da variação da resistência ao corte (Figura 5. 142 e Figura 5. 143) suscita comentários em tudo semelhantes aos que foram feitos relativamente à variação da deformabilidade do maciço.

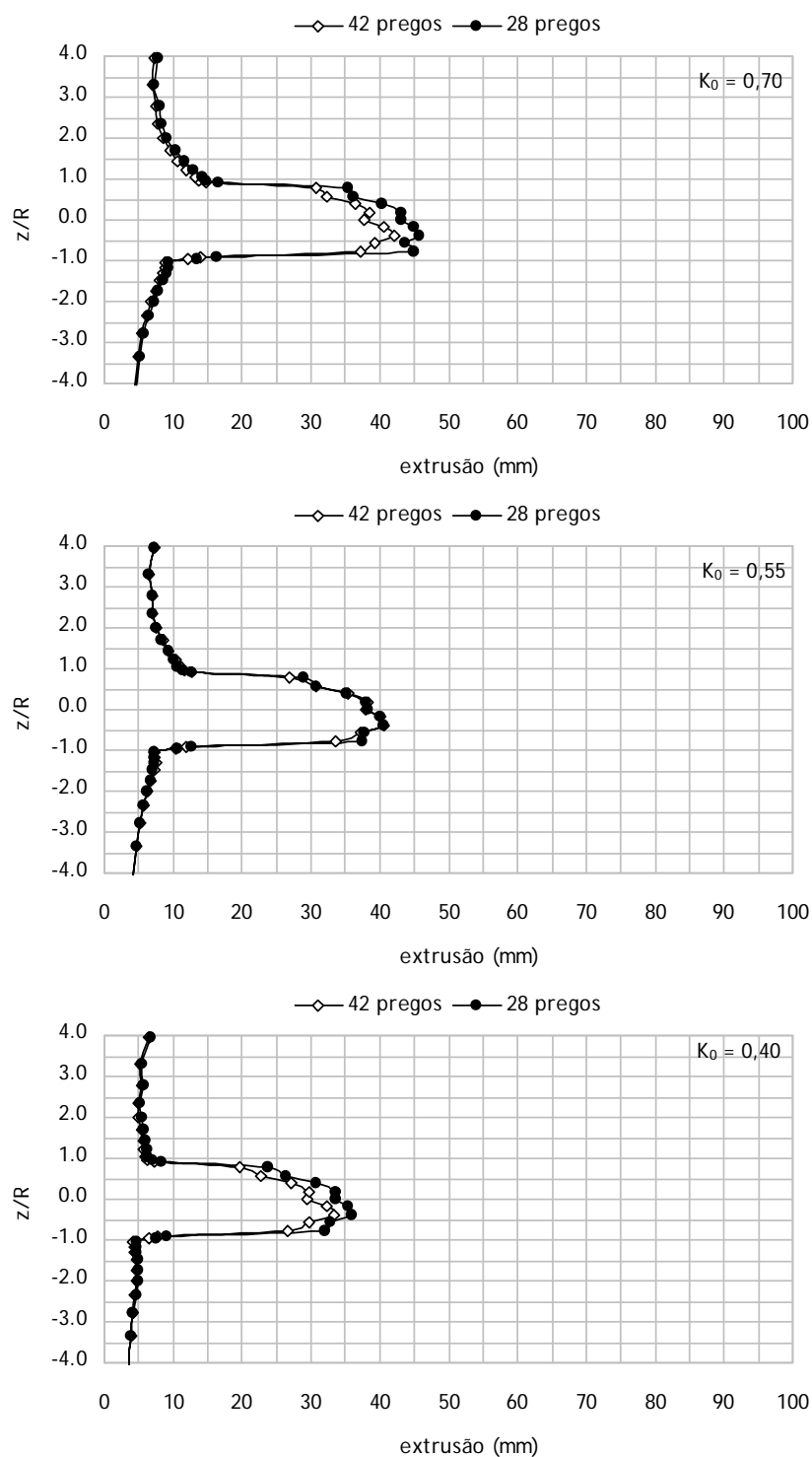


Figura 5. 140 – efeito da retirada dos pregos periféricos sobre o perfil vertical de extrusão (K_0 variável)

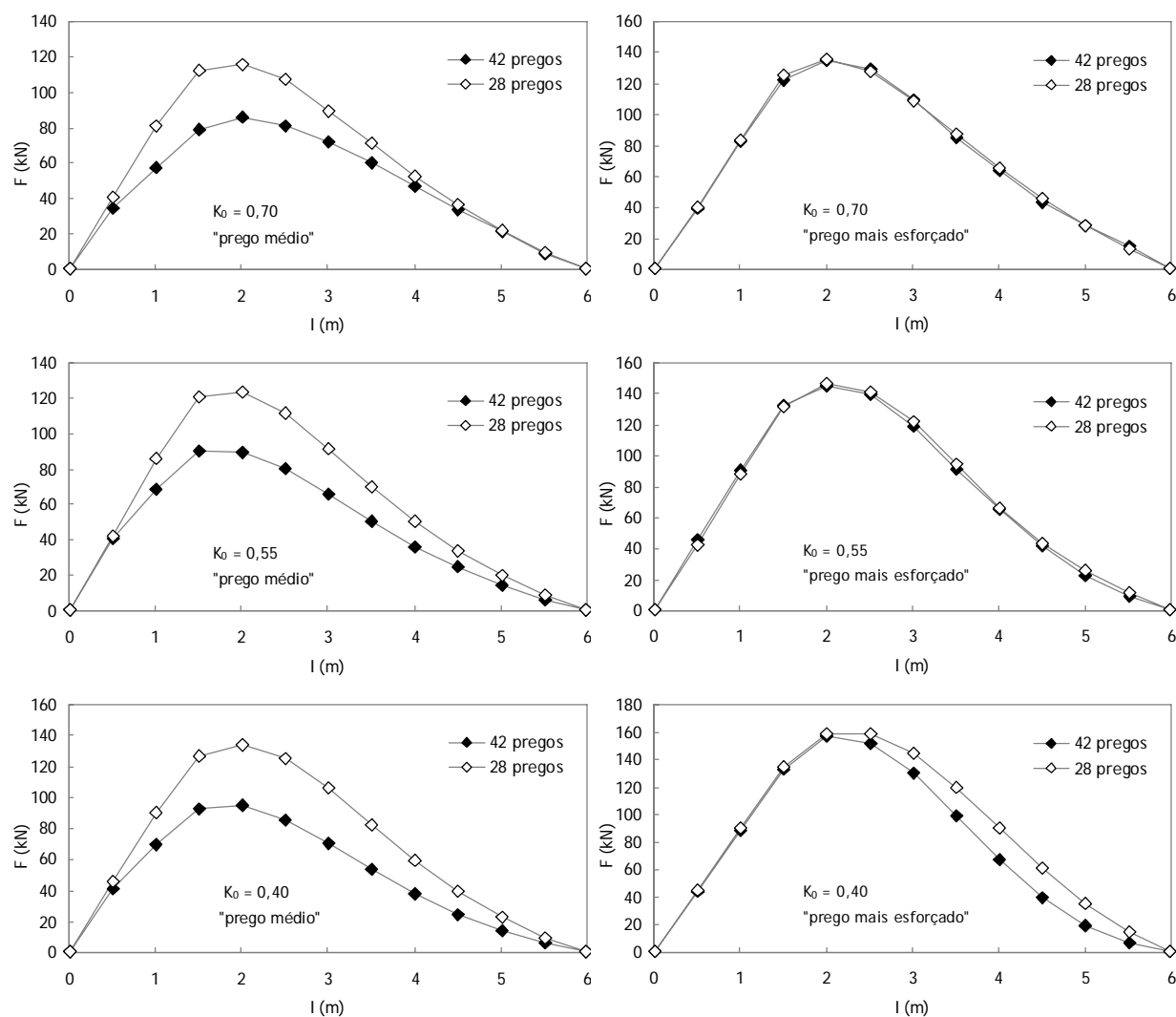


Figura 5. 141 – efeito da retirada dos pregos periféricos sobre a distribuição da força ao longo do elemento de reforço (K_0 variável)

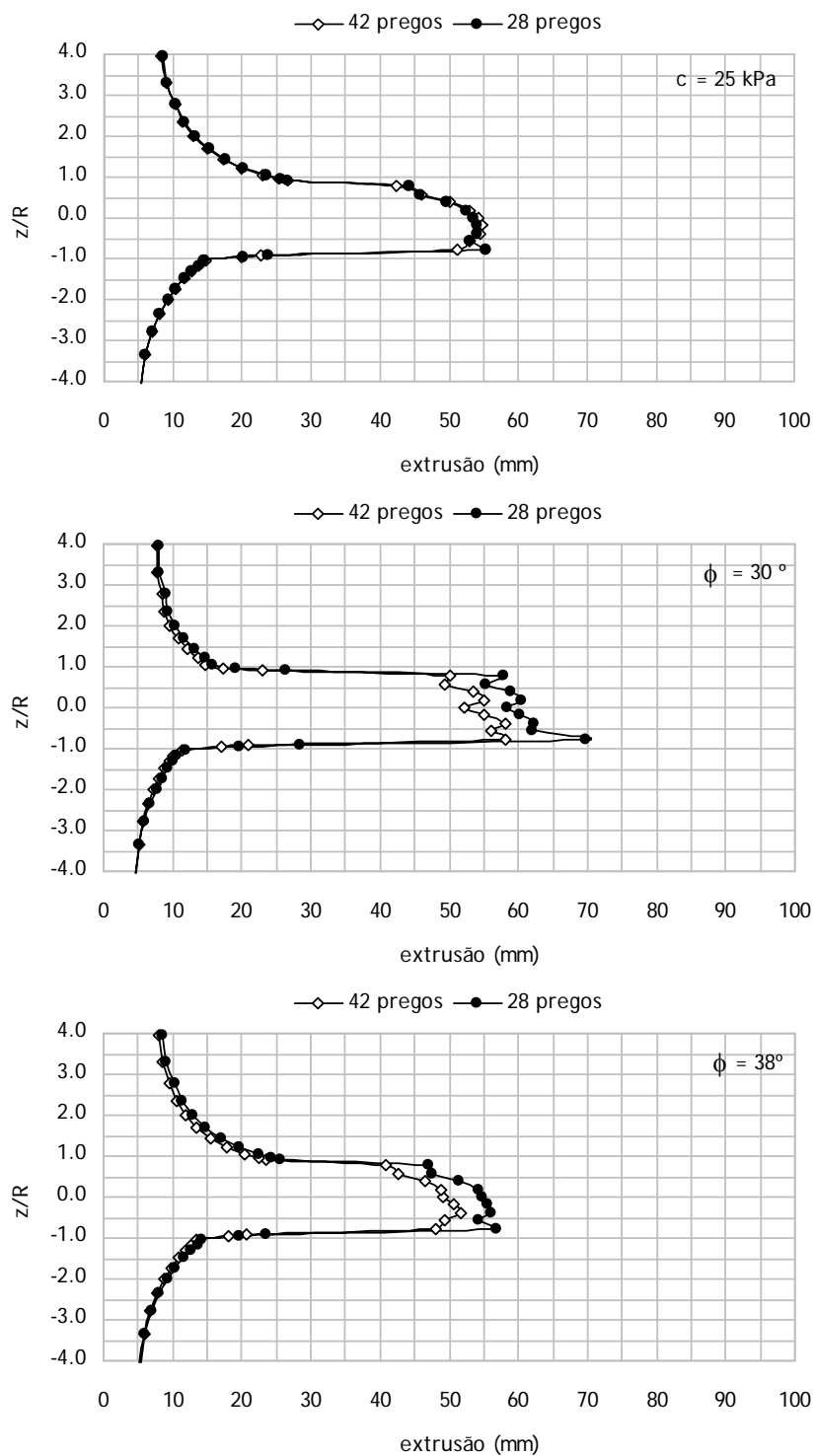


Figura 5. 142 – efeito da retirada dos pregos periféricos sobre o perfil vertical de extrusão (resistência ao corte variável)

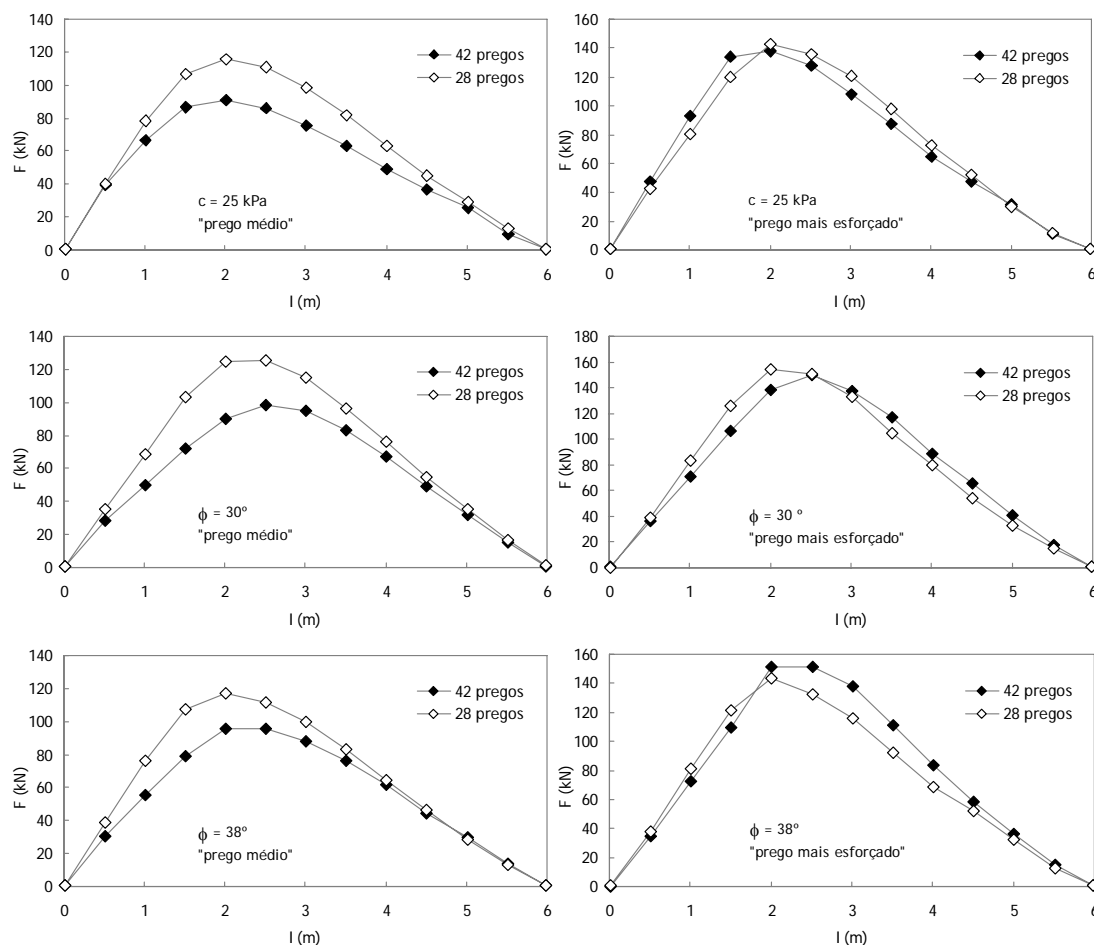


Figura 5. 143 – efeito da retirada dos pregos periféricos sobre a distribuição da força ao longo do elemento de reforço (resistência ao corte variável)

5.6. CONCLUSÕES

No que diz respeito à geometria da obra, constatou-se uma ligeira diminuição da eficácia do reforço da frente, relativamente aos efeitos à superfície, associada quer à diminuição de C/D quer ao aumento de P/D . Quanto ao efeito sobre o perfil vertical de extrusão, embora também venha diminuído para túneis muito superficiais, não sofre alterações associadas ao atraso do fecho do revestimento provisório.

A análise do efeito da variação das características do reforço permitiu constatar que a eficácia plena só é garantida para pregos de comprimento igual ou superior a 60% do diâmetro equivalente do túnel. Foi ainda possível confirmar que existe um valor da resistência ao arranque dos pregos acima do qual não é possível obter melhorias adicionais no controle dos deslocamentos, o qual estará, no caso em estudo, situado entre 50 e 100 kN/m. Não se observaram alterações decorrentes da variação da rigidez da interface.

Para avaliar o efeito da rigidez dos pregos sobre a eficácia do sistema de reforço, definiu-se um novo parâmetro, a RAR (“rigidez relativa absoluta”).

No âmbito das análises procedeu-se à variação da área individual dos pregos, através da adopção de vários perfis comerciais disponíveis no mercado, e à variação da densidade de pregagem na frente de escavação.

Verificou-se que, para ambas as densidades de pregagem analisadas, a evolução da mancha plastificada na frente de escavação evidencia uma estabilização para um valor de RAR próximo de 0,4. Esta observação é confirmada pelas trajectórias de tensão as quais apontam ainda para uma diminuição da extensão da zona plastificada de 4,5 m para 0,5 m ao nível do coroamento e de 2,0 m para 0,5 m ao nível do hasteal. Já no que diz respeito à máxima extensão observada, a qual ocorre próximo do eixo do túnel, a análise das manchas plastificadas evidencia uma redução de 6,0 m para cerca de 2,0 m.

Quanto ao controle dos deslocamentos, ambas as densidades são quase equivalentes, observando-se no entanto um desempenho ligeiramente superior no caso do reforço mais denso. Constata-se que o reforço da frente permite diminuir o valor da extrusão máxima em cerca de 70% e o volume da bacia de subsidência em cerca de 40%, chegando a obter-se valores de V_a de cerca de 0,4%. Verifica-se ainda que os métodos tradicionais de previsão dos movimentos superficiais se mantêm válidos no caso das frentes reforçadas. Os danos à superfície, avaliados de acordo com o critério de Boscardin e Cording (1989) são significativamente atenuados, tanto antes como após a passagem da frente de escavação.

Todos os parâmetros anteriormente referidos seguem uma evolução semelhante, estabilizando para um valor da rigidez absoluta relativa (RAR) próximo de 0,4 e sofrendo a maior parte da evolução (cerca de 85%) para valores do parâmetro de rigidez inferiores a 0,1.

Constata-se que, independentemente do valor de RAR, os pregos mais esforçados se localizam próximo do eixo de simetria da secção diminuindo em seguida o esforço gradualmente em direcção ao contorno. Os cálculos realizados apontam para a possibilidade de dispensar os pregos periféricos, sem que se introduzam alterações significativas nos deslocamentos observados.

No que diz respeito à distribuição dos esforços ao longo do prego verifica-se que a transição entre a zona activa e a passiva ocorre a uma distância da frente que varia entre 0,5 e 2,0 m que cresce com o aumento da rigidez do sistema de reforço. Para além da variação da distância à frente a que ocorre a transição entre as duas zonas, não se observaram alterações adicionais no andamento geral das curvas. Quanto aos valores mobilizados da resistência, verifica-se que aumentam com o parâmetro RAR, aproximando-se bastante do valor limite de 100 kN/m.

Com vista à validação das conclusões acima enunciadas procedeu-se à variação dos parâmetros base, analisando-se módulos de deformabilidade entre 25 MPa e 150 MPa, coeficientes de impulso em repouso entre 0,40 e 1,00, coesões entre 15 kPa e 25 kPa e ângulos de atrito interno entre 30° e 38°.

A distribuição das forças mobilizadas em cada prego em função da sua posição na frente de escavação e a mobilização dos esforços ao longo do comprimento do prego são semelhantes em todos os cenários analisados. Confirma-se assim que os pregos mais esforçados se localizam perto do eixo do túnel e que os elementos periféricos mobilizam esforços praticamente residuais. Ao longo de cada prego observa-se a existência de uma zona “activa” ao longo da qual os esforços são transferidos do prego para o maciço e de uma zona “passiva” que constitui a zona de “ancoragem” do elemento individual de reforço. A transição entre estas duas zonas ocorre a uma distância da frente que cresce com o parâmetro RAR e varia entre 0,5 m e 2,5 m. Esta variação resulta directamente do aumento do valor total da força mobilizada em pregos de rigidez crescente e do valor limite da resistência ao arranque de 100 kN/m.

A integração de todos os resultados obtidos permitiu constatar que, de um modo geral e no que diz respeito ao controlo dos deslocamentos no maciço, o efeito do reforço da frente de escavação atinge o seu potencial máximo para valores da “rigidez absoluta relativa” próximos de 0,4. Como excepção à regra surgem apenas 3 cenários analisados. Por um lado, para cenário associado ao módulo da deformabilidade da camada intermédia 150 MPa não foi possível obter valores dessa ordem de grandeza para o RAR uma vez que o prego mais robusto disponível no mercado (ES180) só garante uma rigidez absoluta relativa de 0,247. O outro cenário que se destaca é o cenário associado ao ângulo de atrito de 30°. Aparentemente a técnica em análise é particularmente direccionada para os maciços pouco resistentes, pelo que o seu máximo desempenho se mobiliza para valores inferiores do parâmetro de rigidez. Por último, para o cenário com $c = 25$ kPa, verificou-se um atraso na estabilização do efeito de reforço, só tendo sido detectado para um valor de RAR próximo de 0,7.

Não obstante o que foi dito em relação à estabilização dos deslocamentos, em todos os cenários se verificou a mobilização de cerca de 90% do efeito total do reforço para valores de RAR inferiores a 0,2. Adicionalmente, nos cenários em que K_0 era unitário e a resistência ao corte inferior ou igual a 15 kPa x tg (34°), a mobilização de 90% do efeito de reforço total ocorria para valores de RAR extremamente baixos, inferiores a 0,1.

Se se definir o desempenho do reforço como a diminuição, em percentagem, dos deslocamentos observados nos cenários não reforçados verifica-se, desde que não se introduzam alterações na resistência ao corte do maciço, que em todos os cenários analisados, independentemente da deformabilidade ou do coeficiente de impulso em repouso adoptados, o desempenho é constante e se traduz numa diminuição do valor máximo da extrusão e do assentamento máximo à superfície de, respectivamente, 70% e 40%. O aumento e a diminuição da resistência ao corte reflectem-se, respectivamente, na diminuição e no aumento da eficácia do sistema de reforço por inclusão de pregos em fibra de vidro na frente de escavação (Quadro 5. 14).

Quadro 5. 14 – efeito dos parâmetros resistentes sobre o desempenho do reforço da frente de escavação

parâmetros resistentes			diminuição da extrusão máxima na frente	diminuição do assentamento máximo à superfície
c (kPa)	ϕ (°)	c.tg ϕ (kPa)		
15	30	8,66	80%	45%
15	34	10,12	70%	40%
15	38	11,72	62%	30%
25	34	16,86	55%	27%

A representação gráfica da evolução da eficiência do reforço em função do parâmetro de resistência do maciço, c.tg ϕ , sugere que possa existir uma estabilização do desempenho para maciços já bastante resistentes (Figura 5. 144).

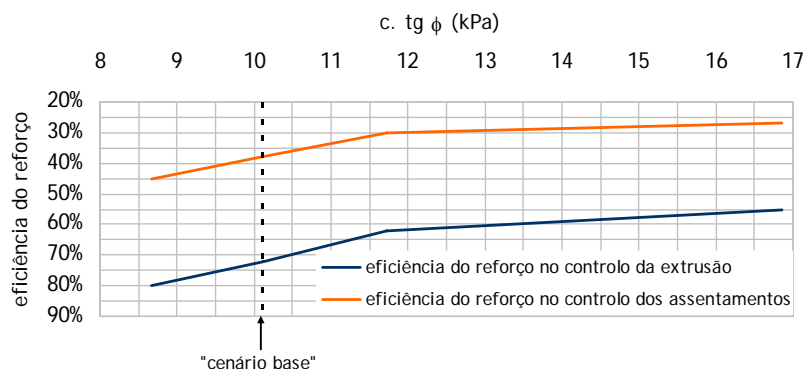


Figura 5. 144 – evolução do desempenho do reforço da frente de escavação com os parâmetros resistentes

O efeito significativo da resistência ao corte sobre o desempenho do sistema de reforço evidencia que esta técnica assume o seu inteiro potencial em maciços pouco resistentes, diminuindo muito a sua eficácia à medida que a resistência do maciço não reforçado aumenta.

Refira-se no entanto que funcionamento qualitativo do sistema de reforço com pregos em fibra de vidro não sofre alterações significativas quando se avaliam cenários alternativos de resistência ao corte. De facto, tudo o que foi dito relativamente à estabilização do efeito para determinado valor de RAR, à distribuição da força total em cada prego em função do seu posicionamento na frente e à mobilização da resistência ao arranque se mantém válido em todos os cenários analisados.

Para finalizar refere-se que esta técnica, por si só, não permite abolir completamente os danos à superfície no caso de maciços muito deformáveis ou com valores de K_0 inferiores à unidade. Deve por isso ser associada a outras técnicas de reforço ou melhoramento.

O último conjunto de cálculos realizado permitiu confirmar que é perfeitamente viável dispensar os pregos periféricos (instalados a menos de 1,5 m de distância do perímetro de escavação) sem que se introduzam alterações observáveis nos deslocamentos do maciço reforçado. Convém referir que se perde parte do desempenho global do sistema de reforço, uma vez que a força total mobilizada por todos os elementos estruturais vem ligeiramente diminuída, no entanto esse efeito não se repercute nem a nível dos deslocamentos globais nem sequer na distribuição do esforço ao longo do prego mais esforçado.

Torna-se assim possível uma poupança significativa, quer pela diminuição do material necessário (no âmbito da geometria analisada passa a instalar-se apenas 67% dos pregos previstos) quer pelo aumento que necessariamente ocorrerá na velocidade de avanço da frente de escavação decorrente da diminuição do número de tarefas a realizar para reforçar o núcleo.

PROPOSTA DE MÉTODO DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO BASEADO NO CONCEITO DE CONVERGÊNCIA-CONFINAMENTO. DESENVOLVIMENTO E APLICAÇÃO

6.1. INTRODUÇÃO

Existem duas abordagens simplificadas ao problema do dimensionamento dos sistemas de reforço da frente que já foram referidas anteriormente, a abordagem da pressão equivalente (Peila, 1994) e a abordagem do núcleo com coesão reforçada (Grasso et al., 1991; Grasso, 1993).

Ambas permitem simular convenientemente o campo de deslocamentos obtido com a abordagem numérica tridimensional. No entanto, para que exista uma boa correspondência entre os resultados, é necessário calibrar quer a pressão a aplicar na frente quer a coesão reforçada do núcleo de avanço, o que apenas pode ser feito na posse dos próprios resultados tridimensionais.

Diversos autores procuraram estabelecer uma relação entre aqueles valores (pressão ou coesão) e as características dos pregos utilizados, no entanto sem sucesso (Dias e Kastner, 2005). Ambos os métodos se revelaram assim inadequados para pré-dimensionamento de frentes de escavação reforçadas com inclusões lineares frontais.

Em alternativa, Dias (1999) sugeriu pela primeira vez a aplicação do método clássico da convergência-confinamento às frentes reforçadas.

No método da convergência-confinamento “clássico”, a resposta do maciço (curva de convergência do terreno) é função do avanço da frente de escavação, o qual é simulado pelo decréscimo de uma pressão fictícia aplicada na galeria desde o valor inicial da tensão até zero. A resposta de um revestimento clássico (curva de confinamento do suporte) depende do valor da pressão crescente que lhe é descarregada pelo maciço. Quando estas duas respostas são representadas sobre o mesmo diagrama, a sua intersecção fornece o ponto de equilíbrio final da galeria.

Reduz-se assim um problema verdadeiramente tridimensional a um problema bidimensional em deformação plana, no âmbito das hipóteses adoptadas para o método da convergência-confinamento (Panet, 2001): maciço homogéneo e isotrópico, estado inicial de tensão homogéneo e isotrópico, túnel com secção circular e suficientemente profundo para que a variação da tensão inicial ao longo da altura da galeria possa ser negligenciável.

É possível aplicar este método com o objectivo de dimensionar, de forma expedita, o sistema de reforço a aplicar na frente. Trata-se simplesmente de considerar separadamente a extrusão da frente ligada ao desconfinamento e a mobilização progressiva dos esforços nos pregos para essa mesma extrusão. Mantém-se a filosofia de base de determinação da curva característica do maciço não reforçado (CCM) e de determinação da curva de resposta dos pregos (CRP), ao que se segue a sobreposição de ambas de forma a avaliar a eficácia do sistema de reforço.

Para que o método seja verdadeiramente eficaz, é indispensável que o confinamento proporcionado pelos elementos de reforço possa ser caracterizado por uma curva de carregamento bem definida, de forma a que esta abordagem possa ser adoptada, no âmbito do pré-dimensionamento das frentes reforçadas, a um campo de aplicação relativamente vasto.

Pretende-se aqui desenvolver esta abordagem e, em particular, adaptá-la e testá-la para o caso dos túneis superficiais. Ressalva-se que só pelo facto de se ter um túnel superficial, vários postulados inerentes ao método da convergência e confinamento não são completamente verificados, tanto menos quanto mais superficial for o túnel. No entanto, espera-se que, ainda assim, se possam desenvolver ferramentas de pré-dimensionamento que permitam de forma expedita avaliar, ainda que com precisão limitada, a eficácia de um dado sistema de reforço e, sobretudo, orientar a escolha de soluções, comparando-as entre si. Chama-se à atenção para o facto de a maior parte dos valores apresentados resultarem directamente das análises paramétricas anteriormente realizadas e já apresentadas, consistindo apenas numa forma diferente e mais directa de apresentar os resultados.

6.2. DESENVOLVIMENTO DO MÉTODO DA CONVERGÊNCIA – CONFINAMENTO

6.2.1. DETERMINAÇÃO DA CURVA CARACTERÍSTICA DA RESPOSTA DO TERRENO À ABERTURA DO TÚNEL

O primeiro passo do estudo consistiu em analisar a incidência do valor de uma pressão, aplicada na frente de escavação não reforçada, sobre o valor da extrusão. Esta análise foi feita de duas formas distintas.

Inicialmente, pensou-se que seria suficiente usar uma abordagem semelhante à que se utilizou na determinação da estabilidade das frentes de escavação não reforçadas (Capítulo 2). Consistiu essa abordagem na escavação, num só passo de cálculo, do comprimento de túnel necessário para atingir a secção monitorizada, situada a meio da malha de diferenças finitas. Quando se desactivaram os elementos correspondentes ao comprimento a escavar colocou-se em simultâneo o revestimento até à frente de escavação e aplicou-se na face uma pressão uniforme com um valor próximo do valor da tensão horizontal de repouso ao nível do eixo do túnel. Este valor foi em seguida diminuído por patamares de 1 kPa até se anular completamente a pressão interna.

Apresenta-se na Figura 6. 1 a curva característica obtida para o cenário base, com base nesta abordagem simplificada.

Verificou-se no entanto que o valor máximo obtido para a extrusão no eixo (115,30 mm) era significativamente inferior ao valor obtido com a escavação faseada (210,50 mm). Considerou-se então pertinente adoptar uma outra abordagem para a determinação da curva característica.

Passou-se assim a analisar a escavação da frente não reforçada, incluindo todo o faseamento construtivo até se atingir a secção monitorizada. De modo a traçar a curva característica do maciço, considerou-se necessário realizar 7 cálculos distintos, cada um associado a um nível de pressão de suporte diferente.

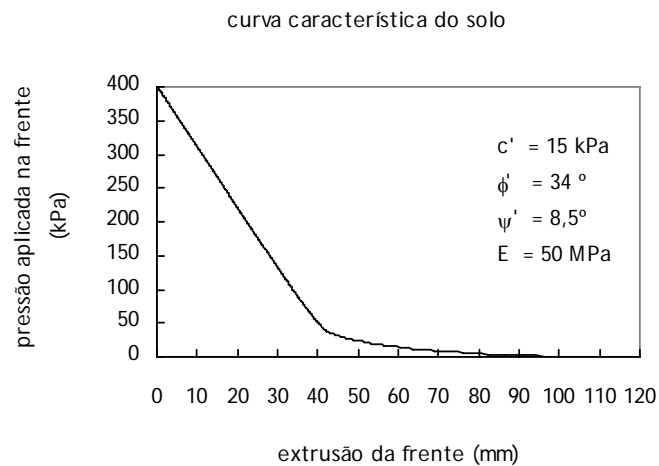


Figura 6. 1 – curva característica do solo obtida com base na análise simplificada (cenário base)

Na Figura 6. 2 representa-se a curva simplificada conjuntamente com as curvas baseadas no faseamento construtivo real, uma delas em função da extrusão medida no eixo e a outra em função da média da extrusão medida ao longo do perfil vertical.

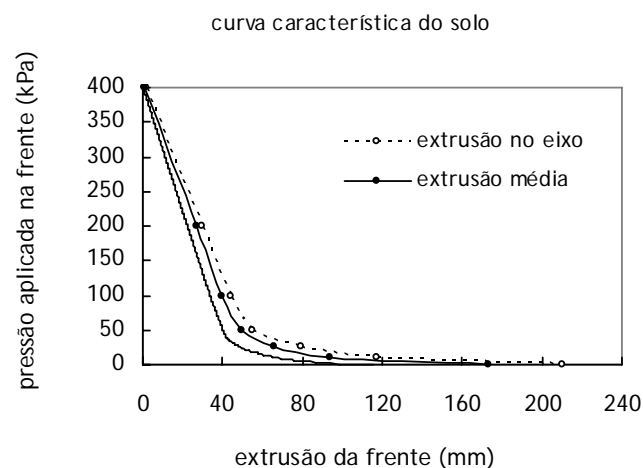


Figura 6. 2 – curvas características determinadas a partir do faseamento construtivo real (cenário base)

Verifica-se que todas as curvas apresentam um andamento muito semelhante, diferindo maioritariamente no deslocamento medido aquando do desconfinamento total. Parece de alguma forma mais representativo controlar a extrusão média, apesar das diferenças introduzidas serem mínimas, pelo que daqui em diante será esta a curva a reter. A curva característica passa assim a representar, para um maciço em particular, a relação entre a extrusão média ao longo do eixo vertical e o valor da pressão de confinamento aplicada.

6.2.2. DETERMINAÇÃO DA CURVA DE CARREGAMENTO DO SUPORTE

Em seguida procedeu-se à determinação da curva de resposta do sistema de reforço, a qual relaciona a extrusão média da frente reforçada com a pressão equivalente mobilizada, P_{eq} .

Foram avaliados todos os esquemas de reforço analisados anteriormente procurando chegar-se a uma curva única.

6.2.2.1. Desenvolvimento da curva de carregamento com base no cenário base

Para cada um dos cálculos tridimensionais realizados no âmbito do cenário base (5.3), determinou-se o valor da pressão P_{eq} a aplicar na frente de duas formas distintas (Figura 6. 3):

- A primeira abordagem consistia na medição do total das forças máximas mobilizadas nos pregos dividido pela área da secção do túnel. Esta abordagem fornece a pressão que está a ser suportada pelo reforço.
- Na segunda abordagem, avaliava-se qual seria a pressão que se teria que aplicar na frente de escavação não reforçada de forma a obter para a extrusão um valor semelhante ao que resultou do cálculo 3D, fazendo uso para tal da curva característica do maciço.

Verificou-se que os dois valores, calculados para cada caso, não são exactamente iguais, prendendo-se a diferença provavelmente com diferentes eficácias dos diferentes esquemas de reforço (Figura 6. 3).

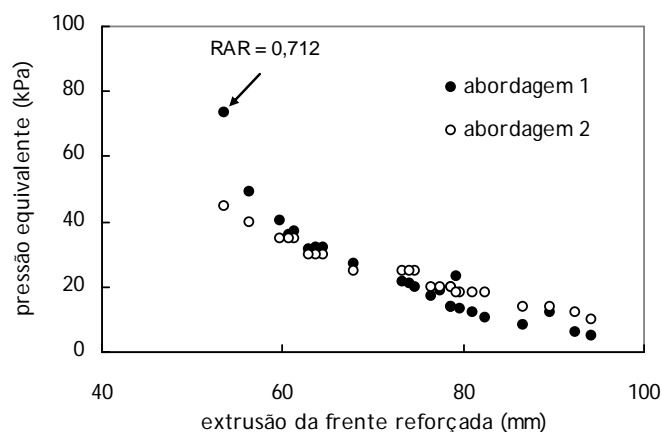


Figura 6. 3 – comparação entre as duas abordagens de determinação da pressão equivalente

Optou-se por adoptar a pressão obtida a partir dos esforços mobilizados nos pregos (abordagem 1), uma vez que está mais directamente relacionada com a curva de carregamento dos mesmos. A análise da Figura 6. 3 mostra ainda que a maior diferença surge associada aos maiores parâmetros de rigidez analisados. Esta observação resulta de se situarem claramente numa zona em que a eficiência dos pregos já está diminuída. De facto, à luz do capítulo anterior, os deslocamentos já estabilizaram, enquanto que as forças mobilizadas nos pregos continuam a crescer com a rigidez.

Os valores da pressão equivalente calculados com base no esforço mobilizado nos pregos, P_{eq} , foram em seguida normalizados, através da divisão pelo parâmetro RAR, obtendo-se o novo parâmetro P_{eq}^* :

$$P_{eq}^* = \frac{P_{eq}}{RAR}. \quad (6-1)$$

Abre-se aqui um parêntesis para referir que foram utilizadas na definição deste primeiro esboço de curva de carregamento, para além de todas as análises referentes ao cenário base, análises adicionais com pregos fictícios. Estes elementos de reforço fictícios caracterizam-se por diversos valores de deformabilidade distintos dos habitualmente encontrados na fibra de vidro (20 a 40 GPa) e módulos de distorção da calda também diferentes dos reais (cerca de 10 GPa). A utilização destes resultados permitiu, por um lado, obter uma mancha de resultados mais densa e, por outro, validar as conclusões para outros materiais que não a fibra de vidro (uma vez que foram analisados diversos valores de E_p) e estimar um limite inferior para a qualidade de selagem, representada pelo módulo de distorção da calda.

Na Figura 6. 4 apresenta-se a curva de carregamento associada a todos os sistemas de reforço analisados no âmbito do cenário base. Verifica-se que todos os resultados se inserem em duas curvas de confinamento distintas.

Uma das curvas, por ser praticamente horizontal, estará associada a sistemas de reforço de muito baixa eficácia, incapazes de controlar adequadamente a convergência da frente. Os pontos que constituem essa curva são os correspondentes à totalidade dos cálculos em que se considerou um ângulo de distorção da calda inferior a 1 GPa, um comprimento inferior a 6 m ou uma resistência ao arranque menor do que 50 kN/m. Estas observações reforçam outras feitas anteriormente, no âmbito dos cálculos preliminares, evidenciando o desempenho pouco eficaz dos pregos com comprimentos inferiores a 60% do diâmetro equivalente do túnel e das selagens de má qualidade.

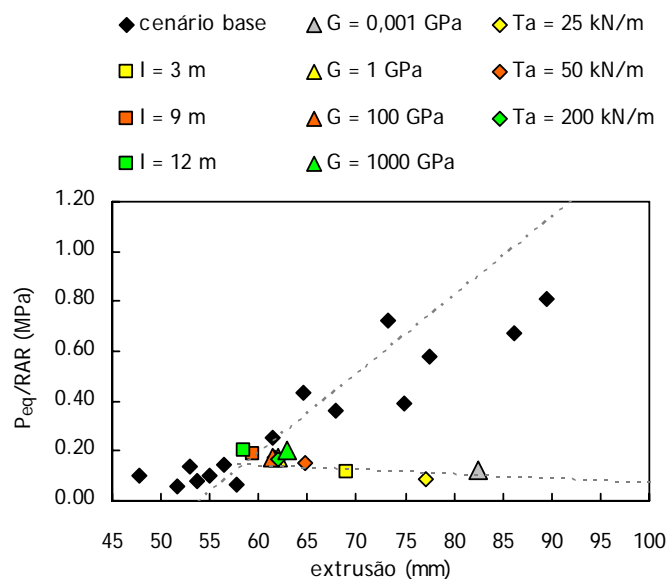


Figura 6. 4 – carregamento equivalente dos sistemas de reforço analisados

Em face do exposto, optou-se por utilizar apenas os sistemas de reforço com uma boa eficácia, tendo-se chegado à recta que se representa na Figura 6. 5.

Refira-se que o facto de a recta adoptada não passar pela origem dos eixos não significa que os pregos não mobilizem esforços para valores pequenos da extrusão. O que de facto sugere é que o comportamento deste elemento de reforço pode ser melhor representado por dois segmentos de recta distintos, um inicial bastante menos inclinado que corresponderá à fase em que o maciço se mantém em estado elástico, passando depois à recta representada na Figura 6. 5 quando o maciço começa a plastificar.

Os resultados sugerem assim que os pregos só são de facto eficazes no controlo das deformações plásticas. Este efeito já tinha sido sugerido antes quando se verificou que independentemente da rigidez considerada para o sistema de reforço, não é possível anular completamente a extrusão da frente. De facto a melhoria máxima obtida estabiliza para valores bastante modestos do parâmetro RAR (cerca de 0,4) e é função das características resistentes do maciço não reforçado. A percentagem restante, a qual se revelou impossível de diminuir em qualquer dos cenários analisados, prende-se com a componente elástica da extrusão. Assim se justifica que, tal como se concluiu anteriormente, a eficácia na diminuição em termos percentuais dos deslocamentos seja inversamente proporcional à resistência ao corte do maciço.

Uma vez que também se concluiu que o reforço da frente não é suficiente, por si só, para anular completamente a plastificação da frente de escavação, opta-se por representar a curva de carregamento apenas pelo segundo dos dois segmentos referidos. De facto a recta inicial, por corresponder à fase elástica, não teria qualquer aplicação prática.

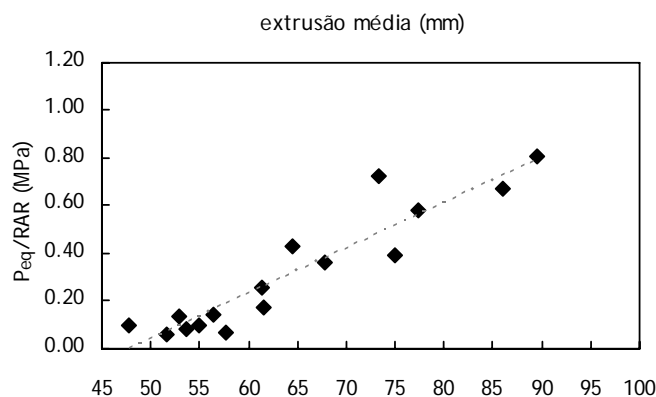


Figura 6. 5 – curva de carregamento adoptada

O passo seguinte consistiu em tentar coordenar os resultados obtidos com os publicados por outros autores. Apenas foi possível encontrar a referência já atrás citada de Dias (1999) no que diz respeito ao reforço da frente de escavação. Quanto ao cenário analisado pelo autor supracitado, refira-se que é bastante distinto do problema presentemente em análise como se pode verificar no Quadro 6. 1. Em particular, os níveis de tensão mobilizados ao nível do eixo (σ'_0) mostram que as análises se centraram na problemática dos túneis profundos, contrariamente ao estudo actual que se ocupa dos túneis superficiais.

Quadro 6. 1 – parâmetros geotécnicos associados às duas curvas em análise

parâmetros geotécnicos	Dias (1999)	cenário base
E (MPa)	300	50
c' (kPa)	50	15
ϕ' (°)	20	34
σ'_0 (kPa)	800 a 2600	400

Na Figura 6. 6 apresenta-se a comparação dos dois grupos de resultados e procura-se, também, desenhar as curvas de carregamento correspondentes. Os cálculos de Dias (1999) originam uma curva muito mais vasta, o que resulta directamente da vasta gama de tensões iniciais analisada.

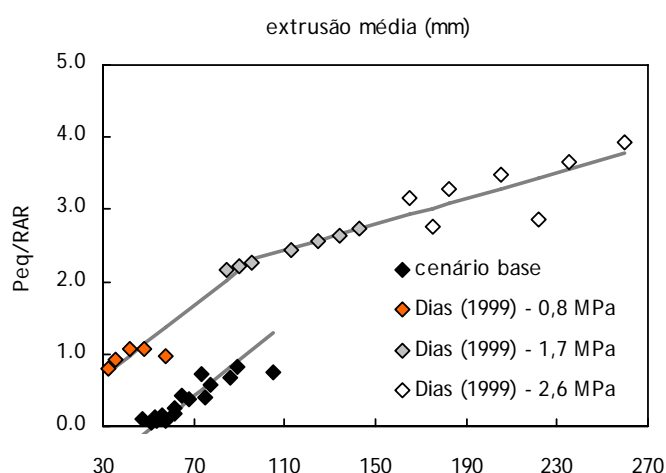


Figura 6. 6 – enquadramento dos resultados de Dias (1999) na curva de carregamento dos elementos de reforço

Refira-se que curva atribuída a Dias (1999) na Figura 6. 6 não é exactamente igual à publicada pelo autor. De facto, e com base nos parâmetros fornecidos pelo próprio, foi possível verificar que o valor de P_{eq} da curva era 10^6 vezes inferior ao calculado. Assim, a curva apresentada resulta da originalmente publicada após a multiplicação das ordenadas pelo valor referido.

A observação da Figura 6. 6 permite constatar que os resultados obtidos, apesar de não poderem ser enquadrados numa única curva de carregamento, apresentam um andamento claramente paralelo. As diferenças em termos de ordenada na origem estarão provavelmente relacionadas com os diferentes parâmetros do maciço considerados em ambas as análises. Esta variação de parâmetros será considerada no ponto seguinte, no âmbito do qual se procederá à tentativa de unificar várias curvas de carregamento, associadas aos diferentes cenários avaliados no capítulo anterior. Não se prosseguirá no entanto com a tentativa de enquadrar os resultados obtidos com os existentes uma vez que o objectivo actual é a análise de túneis superficiais e não de túneis profundos. Assim sendo, e tendo ainda em atenção que não parece de todo lógico variar o nível de tensão para o triplo sem alterar os parâmetros resistentes e de deformabilidade, passa a trabalhar-se apenas com os resultados obtidos no âmbito do presente trabalho.

6.2.2.2. Integração das análises efectuadas para os cenários restantes e proposta de pré-dimensionamento

Testa-se agora a abordagem proposta para os diferentes cenários anteriormente referidos (capítulo 4 e 5). Pretende-se obter curvas de confinamento unicamente dependentes das características do reforço, as quais constituiriam uma ferramenta para a selecção prévia da densidade de pregagens ou do tipo de perfil a aplicar numa frente de escavação.

O objectivo primordial é assim otimizar, com base numa pré-avaliação expedita, a relação entre os efeitos positivos do reforço, a dificuldade de colocação do mesmo e o custo global da obra.

Com a unificação dos diferentes cenários de resistência e de deformabilidade em vista, passa a representar-se a curva de carregamento não em função da extrusão média mas sim em função deste mesmo valor dividido pelo valor respectivo associado ao cálculo não reforçado (Figura 6. 7). De facto, uma vez que é suficiente alterar a deformabilidade do maciço não reforçado para obter deslocamentos na frente muito diferentes, não faria sentido tentar chegar a uma curva unificada que fosse função do valor absoluto da extrusão.

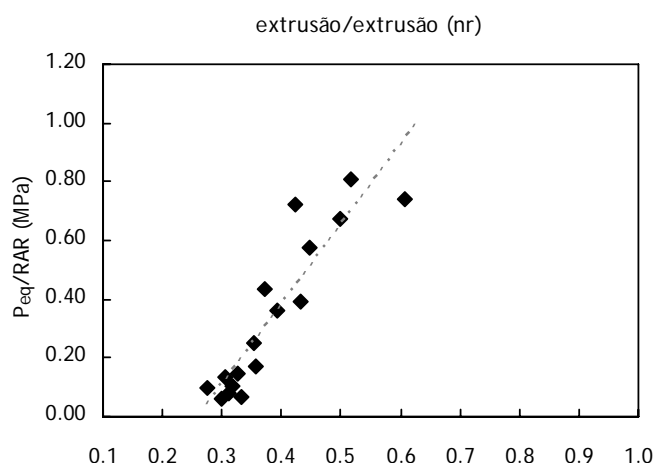


Figura 6. 7 – curva de carregamento (cenário base) em função da extrusão média normalizada

Procedeu-se em seguida à compilação de todos os resultados obtidos aquando da análise dos diversos cenários. Resume-se no Quadro 6. 2 os parâmetros cuja variação foi considerada.

Quadro 6. 2 – variação dos parâmetros geotécnicos avaliados

parâmetros geotécnicos	valor mínimo	valor máximo
E_s^{int} (MPa)	25	150
K_0	0,40	1,00
c' (kPa)	15	25
ϕ' (°)	30	38

Na Figura 6. 8 estão representados todos os cenários avaliados, correspondendo cada ponto do gráfico a uma análise realizada.

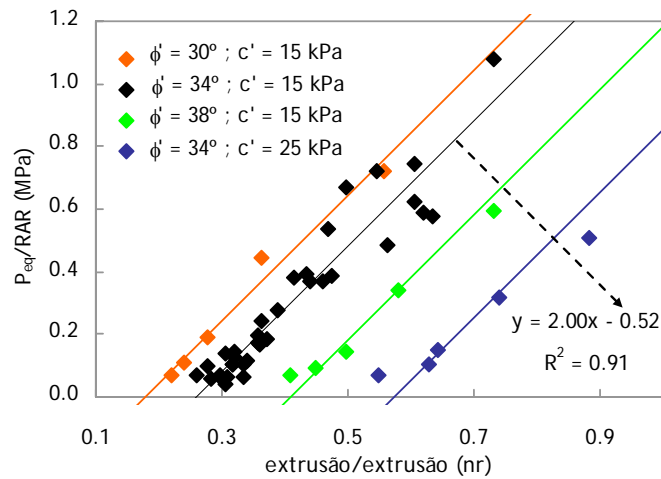


Figura 6. 8 – curvas de carregamento obtidas para todos os cenários avaliados

Os resultados obtidos mostram não ser possível definir uma única curva de carregamento, independente da caracterização do maciço em que se executa o reforço. Verifica-se no entanto que, caso os parâmetros resistentes não sofram alterações, a variação quer do módulo de deformabilidade do maciço quer do coeficiente de impulso em repouso não introduzem alterações na curva associada ao cenário base. De facto, verifica-se que todos os pontos associados a este cenário e às variações de E_S^{int} e de K_0 caem sobre a mesma curva, apresentando um coeficiente de regressão linear bastante bom ($R^2 = 0,91$).

A Figura 6. 9, que separa os resultados correspondentes aos diversos valores de K_0 , reforça o que atrás foi dito, mostrando que não é notória qualquer tendência para uma evolução distinta, resultante da alteração do valor deste parâmetro.

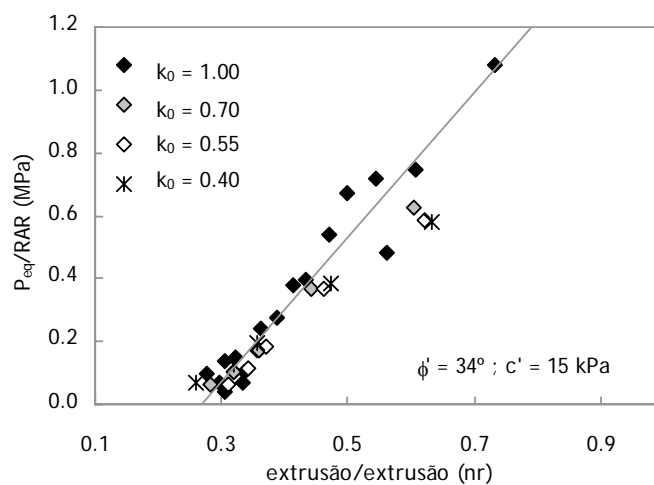


Figura 6. 9 – efeito do parâmetro K_0 sobre a curva de carregamento

A variação dos parâmetros resistentes, por seu turno, gera curvas de carregamento distintas mas paralelas à curva original (Figura 6. 8). Verifica-se adicionalmente, tal como já referido anteriormente no capítulo 5, que a eficácia do reforço da frente de escavação é maior para maciços menos resistentes. De facto, a observação das curvas de carregamento sugere de imediato que a mesma força mobilizada globalmente no reforço se traduz numa diminuição da extrusão não reforçada tanto maior quanto menores forem os parâmetros resistentes.

O facto de as curvas obtidas serem, apesar de distintas, paralelas, levou a que se tentasse correlacionar a ordenada na origem da curva de carregamento com os parâmetros resistentes do maciço não reforçado.

Na Figura 6. 10 representa-se a evolução da ordenada na origem em função da tangente do ângulo de atrito, para um valor da coesão constante e igual a 15 kPa. A aproximação proposta aponta para uma variação decrescente e linear de b em função de $\tan \phi'$.

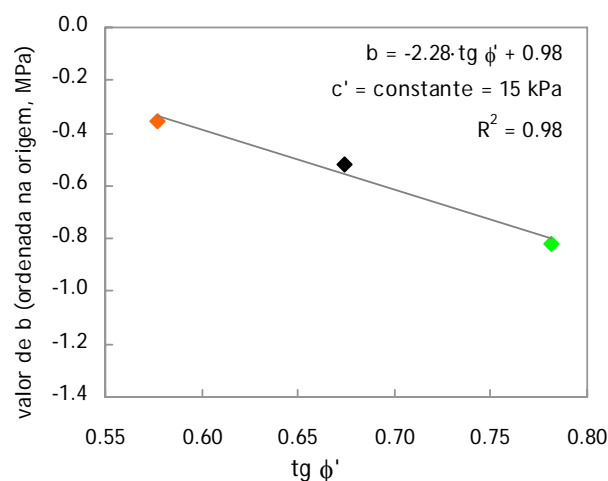


Figura 6. 10 – evolução do valor da ordenada na origem da curva de carregamento com a tangente do ângulo de atrito (c' constante)

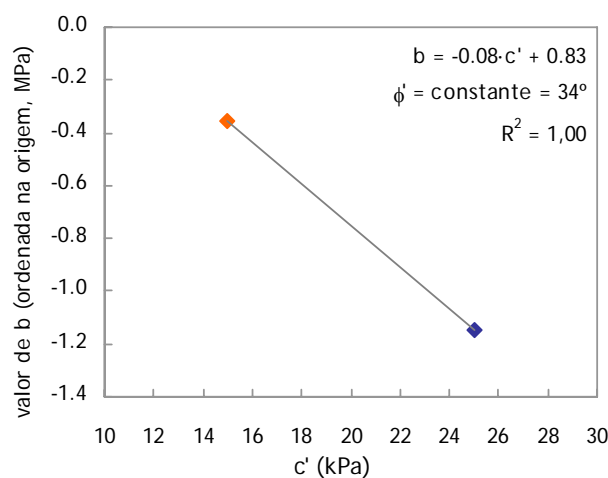


Figura 6. 11 – evolução do valor da ordenada na origem da curva de carregamento com a coesão (ϕ' constante)

Também a variação de b em função de c' (Figura 6. 11) sugere uma variação decrescente para um valor constante do ângulo de atrito. Nada pode no entanto ser afirmado quanto à linearidade da relação uma vez que só se dispõe de dois pontos.

Em função das relações encontradas, tentou-se correlacionar a ordenada na origem, b com ambos os parâmetros resistentes, em simultâneo, bem como com o valor da tensão efectiva vertical de repouso, de modo a enquadrar futuras análises de túneis submetidos a estados de tensão diferentes. Tinha-se inicialmente pensado em usar o valor da tensão média mas essa ideia foi de imediato abandonada visto ter sido demonstrado (Figura 6. 9) que o coeficiente de impulso em repouso não introduz alterações mensuráveis na curva de carregamento e logo, a ordenada na origem desta não poderia depender do seu valor.

Avaliou-se assim, de acordo com o princípio da sobreposição, a dependência em relação ao parâmetro adimensional $\text{tg} \phi' + k \cdot c' / \sigma'_{v0}$. A constante k foi variada de forma a permitir o melhor ajuste possível, tendo-se obtido $k = 10$. A Figura 6. 12 materializa a dependência obtida.

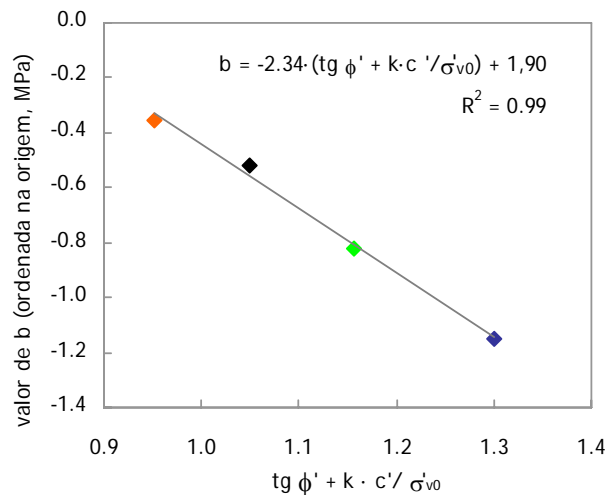


Figura 6. 12 – evolução do valor da ordenada na origem da curva de carregamento com o parâmetro adimensional $\text{tg} \phi' + k \cdot c' / \sigma'_{v0}$

Fica assim definida a curva de confinamento a partir das características resistentes do maciço não reforçado, do valor da extrusão não reforçada, do nível de tensão ao nível do eixo do túnel e da rigidez absoluta relativa do sistema de reforço:

$$P_{eq} = RAR \cdot \left[2,00 \cdot \frac{\text{extrusão}}{\text{extrusão}(nr)} - 2,34 \cdot \left(\text{tg} \phi' + 10 \cdot \frac{c'}{\sigma'_{v0}} \right) + 1,90 \right] \cdot 10^3, \quad (6-2)$$

em que

P_{eq} é a pressão equivalente (kPa),

RAR	é a rigidez absoluta relativa (adimensional),
c'	é a coesão efectiva (kPa),
ϕ'	é o ângulo de atrito interno efectivo (°) e
σ'_{v0}	é o valor da tensão efectiva vertical de repouso ao nível do eixo do túnel (kPa).

A expressão (6-2) permite, a partir do equilíbrio entre a eficácia do reforço, a velocidade de avanço da frente e o custo global da obra, pré-dimensionar a densidade de pregagens e o tipo de perfil a aplicar na frente de escavação.

Encerra-se este ponto chamando à atenção para o campo de validade desta ferramenta de pré-dimensionamento. Foi desenvolvida para um túnel com recobrimento $C/D = 1,5$, com um diâmetro aproximado de 10 m, uma tensão principal máxima ao nível do eixo de 400 kPa, ausência de sobrecargas à superfície, uma densidade de pregagem variável entre 0,5 e 1,0 pregos/m² e uma variação de parâmetros geotécnicos correspondente à do Quadro 6. 1. Apesar de o cenário base ter sido avaliado para diversos comprimentos de pregagem e três resistências ao arranque distintas, todos os outros cenários se referem a um comprimento de pregagem de 6,0 m e a uma resistência ao arranque de 100 kN/m.

A utilização do método de pré-dimensionamento fora da gama de valores indicados para os diversos parâmetros deve ser efectuada com a devida reserva.

No ponto seguinte (6.3) procede-se à aplicação do método a uma série de análises numéricas e resultados experimentais, tendo em vista ilustrar as suas capacidades.

6.3. APLICAÇÃO DO MÉTODO

A curva característica de um dado sistema de reforço pode agora ser obtida a partir da expressão (6-2).

A intersecção da curva de convergência do maciço com as curvas de resposta associadas a diferentes densidades e a diferentes perfis em fibra de vidro permite, por seu turno, proceder ao pré-dimensionamento expedito do sistema de reforço.

Procede-se em seguida à aplicação do método proposto a alguns exemplos numéricos e práticos.

6.3.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO DOS DIVERSOS CENÁRIOS ASSOCIADOS AO ESTUDO PARAMÉTRICO

Inicia-se a validação do método com a sua aplicação aos diversos cenários que permitiram elaborar a base de dados que originou as próprias curvas de carregamento.

Faz-se uma avaliação prévia, para cada cenário e para uma densidade de pregagem de 0,5 pregos/m², do perfil mais robusto disponível (ES180), de um perfil intermédio que garanta a mobilização de um percentagem de reforço significativa e do perfil mais fraco disponível (B2).

Representam-se no Quadro 6. 3 os cenários analisados e as curvas de confinamento obtidas para os diversos sistemas de reforço considerados.

Quadro 6. 3 – curvas de confinamento determinadas para os diversos cenários analisados

caracterização do cenário					reforço			curva de resposta (Expressão 6.2)
E_s^{int} (MPa)	K_0	c' (kPa)	ϕ' (°)	σ'_1 (kPa)	densidade	perfil	RAR	
50	1,00	15	34	400	0,5 p/m ²	ES180	0,712	P_{eq} (kPa) = -399 + 8.23 e.m. (mm)
					0,5 p/m ²	B48	0,190	P_{eq} (kPa) = -106 + 2.20 e.m. (mm)
					0,5 p/m ²	B2	0,008	P_{eq} (kPa) = -4 + 0.09 e.m. (mm)
25	1,00	15	34	400	0,5 p/m ²	ES180	1,423	P_{eq} (kPa) = -797 + 8.49 e.m. (mm)
					0,5 p/m ²	B48	0,190	P_{eq} (kPa) = -212 + 2.26 e.m. (mm)
					0,5 p/m ²	B2	0,016	P_{eq} (kPa) = -9 + 0.10 e.m. (mm)
150	1,00	15	34	400	0,5 p/m ²	ES180	0,237	P_{eq} (kPa) = -133 + 7.37 e.m. (mm)
					0,5 p/m ²	ES90	0,119	P_{eq} (kPa) = -67 + 3.70 e.m. (mm)
					0,5 p/m ²	B2	0,003	P_{eq} (kPa) = -2 + 0.09 e.m. (mm)
50	0,70	15	34	400	0,5 p/m ²	ES180	0,712	P_{eq} (kPa) = -399 + 10.83 e.m. (mm)
					0,5 p/m ²	B48	0,190	P_{eq} (kPa) = -106 + 2.89 e.m. (mm)
					0,5 p/m ²	B2	0,008	P_{eq} (kPa) = -4 + 0.12 e.m. (mm)
50	0,55	15	34	400	0,5 p/m ²	ES180	0,712	P_{eq} (kPa) = -399 + 12.37 e.m. (mm)
					0,5 p/m ²	B48	0,190	P_{eq} (kPa) = -106 + 3.30 e.m. (mm)
					0,5 p/m ²	B2	0,008	P_{eq} (kPa) = -4 + 0.14 e.m. (mm)
50	0,40	15	34	400	0,5 p/m ²	ES180	0,712	P_{eq} (kPa) = -399 + 13.31 e.m. (mm)
					0,5 p/m ²	B48	0,190	P_{eq} (kPa) = -106 + 3.55 e.m. (mm)
					0,5 p/m ²	B2	0,008	P_{eq} (kPa) = -4 + 0.15 e.m. (mm)
50	1,00	15	30	400	0,5 p/m ²	ES180	0,712	P_{eq} (kPa) = -235 + 5.75 e.m. (mm)
					0,5 p/m ²	B48	0,190	P_{eq} (kPa) = -63 + 1.52 e.m. (mm)
					0,5 p/m ²	B2	0,008	P_{eq} (kPa) = -3 + 0.06 e.m. (mm)
50	1,00	15	38	400	0,5 p/m ²	ES180	0,712	P_{eq} (kPa) = -577 + 12.28 e.m. (mm)
					0,5 p/m ²	B48	0,190	P_{eq} (kPa) = -154 + 3.28 e.m. (mm)
					0,5 p/m ²	B2	0,008	P_{eq} (kPa) = -6 + 0.14 e.m. (mm)
50	1,00	25	34	400	0,5 p/m ²	ES180	0,712	P_{eq} (kPa) = -812 + 16.26 e.m. (mm)
					0,5 p/m ²	B48	0,190	P_{eq} (kPa) = -217 + 4.34 e.m. (mm)
					0,5 p/m ²	B2	0,008	P_{eq} (kPa) = -9 + 0.18 e.m. (mm)

Para cada um dos cenários avaliados procedeu-se antecipadamente à determinação das curvas características do maciço, de acordo com o que se expôs em 6.2.1. Em seguida fez-se a sobreposição da curva característica com as curvas de carregamento dos diversos sistemas de reforço analisados. A intersecção de ambas permitiu pré-avaliar a eficácia de cada um dos sistemas, para cada um dos cenários. Esta eficácia foi posteriormente comparada com a que tinha sido determinada numericamente no âmbito do capítulo 5, tendo a diferença percentual de ambas sido calculada com base no valor numérico.

Nas Figuras 6. 13 a 6 .21 e no Quadro 6. 4 representam-se os resultados obtidos.

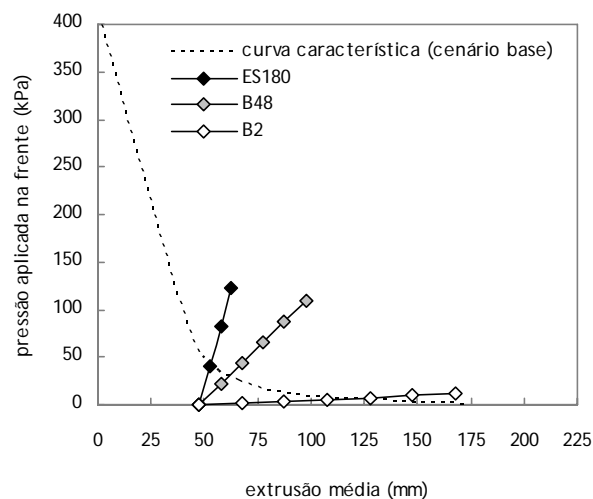


Figura 6. 13 – pré-dimensionamento pelo método da convergência – confinamento (cenário base)

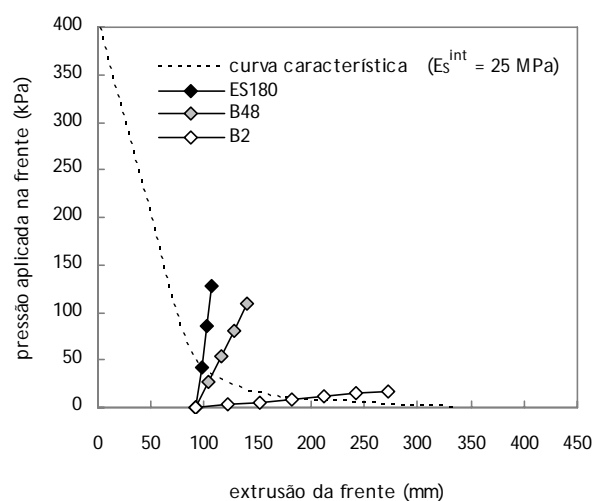


Figura 6. 14 – pré-dimensionamento pelo método da convergência – confinamento ($E_s^{int} = 25 \text{ MPa}$)

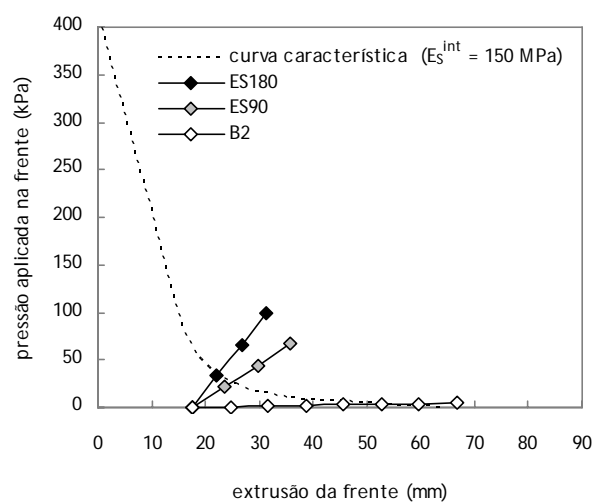


Figura 6. 15 – pré-dimensionamento pelo método da convergência – confinamento ($E_s^{int} = 150 \text{ MPa}$)

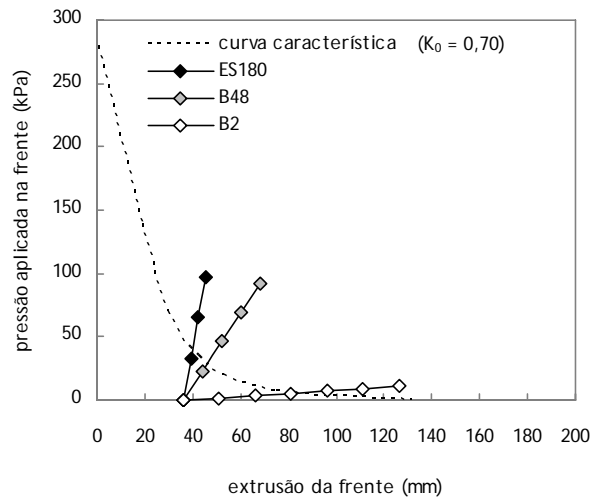


Figura 6. 16 – pré-dimensionamento pelo método da convergência – confinamento ($K_0 = 0,70$)

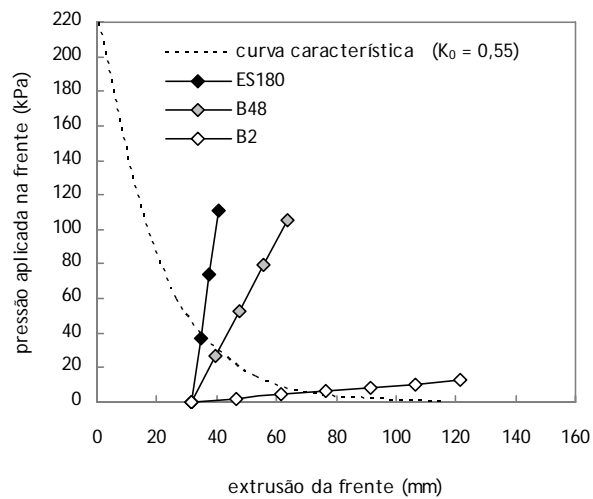


Figura 6. 17 – pré-dimensionamento pelo método da convergência – confinamento ($K_0 = 0,55$)

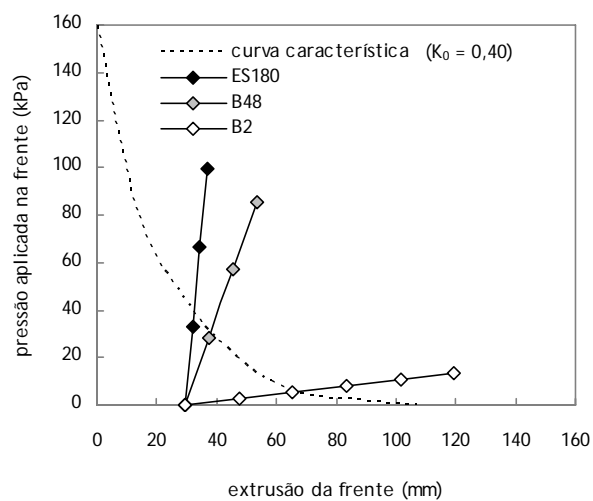


Figura 6. 18 – pré-dimensionamento pelo método da convergência – confinamento ($K_0 = 0,40$)

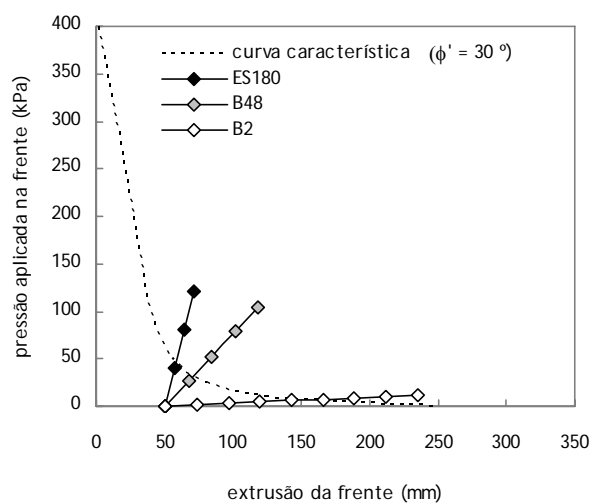


Figura 6. 19 – pré-dimensionamento pelo método da convergência – confinamento ($\phi' = 30^\circ$)

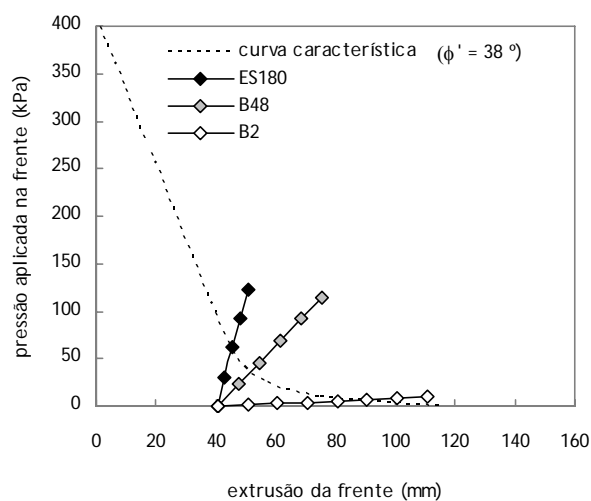


Figura 6. 20 – pré-dimensionamento pelo método da convergência – confinamento ($\phi' = 38^\circ$)

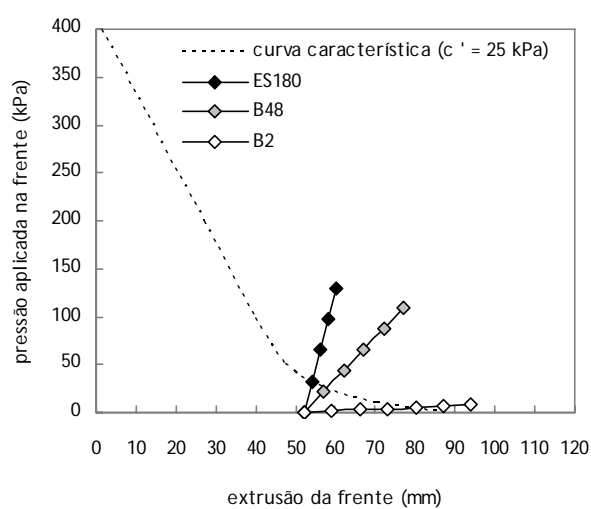


Figura 6. 21 – pré-dimensionamento pelo método da convergência – confinamento ($c' = 25 \text{ kPa}$)

Quadro 6. 4 – comparação entre a proposta de pré-dimensionamento e os resultados numéricos

cenário base	extrusão (mm)			diminuição (%)	
	método proposto	análises numéricas	diferença	método proposto	análises numéricas
frente não reforçada	-	172,98	-	-	-
ES180 (RAR =0,712)	52,50	57,78	9%	70%	67%
B48 (RAR =0,190)	61,00	61,57	1%	65%	64%
B2 (RAR = 0,008)	116,00	105,01	9%	33%	39%
$E_s^{int} = 25 \text{ MPa}$					
frente não reforçada	-	335,34	-	-	-
ES180 (RAR =1,423)	97,00	102,62	5%	71%	69%
B48 (RAR = 0,379)	107,00	112,46	5%	68%	66%
B2 (RAR = 0,016)	184,00	188,49	2%	45%	44%
$E_s^{int} = 150 \text{ MPa}$					
frente não reforçada	-	64,32	-	-	-
ES180 (RAR =0,237)	22,00	20,67	6%	66%	68%
ES90 (RAR = 0,119)	25,00	23,31	7%	61%	64%
B2 (RAR = 0,003)	52,00	47,08	10%	19%	27%
$K_0 = 0,70$					
frente não reforçada	-	131,48	-	-	-
ES180 (RAR =0,712)	40,00	37,20	8%	70%	72%
B48 (RAR =0,190)	46,00	47,33	3%	65%	64%
B2 (RAR = 0,008)	82,00	79,53	3%	38%	40%
$K_0 = 0,55$					
frente não reforçada	-	115,09	-	-	-
ES180 (RAR =0,712)	35,00	35,66	2%	70%	69%
B48 (RAR =0,190)	40,50	42,65	5%	65%	63%
B2 (RAR = 0,008)	71,00	71,38	1%	38%	38%
$K_0 = 0,40$					
frente não reforçada	-	107,02	-	-	-
ES180 (RAR =0,712)	30,50	27,85	10%	70%	74%
B48 (RAR =0,190)	38,00	38,16	0%	64%	64%
B2 (RAR = 0,008)	66,00	67,82	3%	38%	37%
$\phi' = 30^\circ$					
Frente não reforçada	-	247,58	-	-	-
ES180 (RAR =0,712)	58,00	54,18	7%	77%	78%
B48 (RAR =0,190)	72,00	68,35	5%	71%	72%
B2 (RAR = 0,008)	152,00	138,21	10%	39%	44%
$\phi' = 38^\circ$					
frente não reforçada	-	115,92	-	-	-
ES180 (RAR =0,712)	45,50	47,51	4%	61%	59%
B48 (RAR =0,190)	51,50	57,55	10%	56%	50%
B2 (RAR = 0,008)	86,50	84,87	2%	25%	27%
$c' = 25 \text{ kPa}$					
frente não reforçada	-	87,55	-	-	-
ES180 (RAR =0,712)	54,00	51,05	6%	38%	42%
B48 (RAR =0,190)	57,50	56,28	2%	34%	36%
B2 (RAR = 0,008)	78,50	77,35	1%	10%	12%

Verifica-se que o método da convergência-confinamento adaptado ao reforço das frentes de escavação permite fazer o pré-dimensionamento do sistema de reforço, relacionando de forma muito expedita a rigidez global relativa (RAR) de cada sistema analisado com a diminuição obtida na extrusão média na frente de escavação. A comparação dos valores previstos pelo método com os previamente obtidos por via numérica revelou que as diferenças observadas nunca são superiores a 10%, sendo na maioria dos casos mesmo igual ou inferior a 5%. Como único senão do método surge a necessidade de determinação da curva de convergência do maciço não reforçado, pelo que será interessante proceder à compilação de diversas curvas, em adição às que aqui foram determinadas, de forma a agilizar ainda mais o método.

6.3.2. APLICAÇÃO DO MÉTODO PROPOSTO A UM EXEMPLO PRÁTICO

A aplicação do método proposto a um exemplo prático, embora indispensável, não chegou a ser verdadeiramente concretizada.

Apesar de terem sido mobilizados esforços consideráveis no sentido de instrumentar a frente de escavação de uma obra nacional, não foi possível reunir todas as autorizações necessárias antes do término das obras relevantes. Mudou-se assim de estratégia, passando a dirigir os esforços para a obtenção de resultados publicados que pudessem ser adaptados às necessidades da investigação em curso.

A primeira obra que nos pareceu adequada foi o Túnel de Tartaiguille, o qual é parte integrante da rede do TGV mediterrânico. Este túnel, cuja construção se iniciou em 1996, foi um dos primeiros a utilizar a técnica das pregagens frontais. Problemas de convergência e de queda de blocos levaram à implementação de um extenso programa de monitorização e a uma vasta campanha de investigação geotécnica. Foi inclusivamente a única obra reforçada de que se tem conhecimento da colocação de extrusómetros na frente de escavação. Foram analisadas as medições de dezasseis extrusómetros colocados em obra (Jassionnesse 1998). Os resultados que foram posteriormente publicados (Trompille, 2003; Wong et al., 2004) permitiram concluir que o tipo de instrumentação em causa apresenta sérias dificuldades de concretização. De facto, de todos os extrusómetros colocados apenas 2 forneceram resultados aproveitáveis. Ainda assim, os resultados obtidos seriam suficientes para testar o método proposto, não fosse o caso de se tratar de uma metodologia direccionada para materiais friccionais. De facto, o túnel de Tartaiguille insere-se numa zona de argilas margosas e é escavado sem interrupções, pelo que assume um comportamento não drenado, caracterizado por uma resistência não drenada de 1,2 MPa.

Tendo-se excluído a única obra cuja instrumentação permitiria avaliar concretamente o valor da extrusão na frente, pensou-se em seguida em utilizar a travessia subterrânea de Toulon.

Segundo Dias (1999) a travessia subterrânea de Toulon é representativa do contexto para o qual mais se justifica a opção pelo reforço da frente de escavação por pregagem, como forma de controlar os deslocamentos. O autor optou assim por dedicar grande parte da sua tese de doutoramento à modelação tridimensional desta obra. Tendo falhado todas as tentativas de utilizar valores reais da extrusão da frente, adoptaram-se os valores publicados por Dias (1999) e resultantes da sua modelação numérica. Uma vez que o autor teve acesso a uma grande quantidade de dados e procedeu, com base neles, à cuidadosa modelação da obra, espera-se que os valores fornecidos não andem longe do que se teria obtido caso tivesse sido possível medir a extrusão da frente.

6.3.2.1. TRAVESSIA SUBTERRÂNEA DE TOULON

A travessia subterrânea de Toulon liga a auto-estrada A50 (Marselha), a Oeste, com a auto-estrada A57 (Nice), a Leste.

Na sua configuração definitiva comporta dois túneis independentes e paralelos, escavados a cerca de 35 m de profundidade, um por cada sentido de circulação, e cada um com duas vias. Permite a travessia de Toulon de forma rápida e segura, facilitando as deslocações entre o centro e as zonas periféricas. Consequentemente, liberta o centro da cidade do excesso de tráfego, aumentando a eficiência dos transportes públicos, a segurança da circulação pedonal e a qualidade do ar.

O túnel Norte, cuja construção decorreu entre 1994 e 2002, garante o sentido de circulação Nice-Marselha, ou seja, o sentido Este/Oeste. É constituído por 485 m de túnel escavado em trincheira a Oeste, 1847 m em túnel mineiro e 637 m em trincheira do lado Leste.

O segundo túnel, a Sul, é paralelo ao túnel Norte e permite a circulação no sentido Marselha/Nice. Engloba 1818 metros de túnel mineiro e 411 metros de escavação em trincheira (210 do lado Oeste e 201 do lado Leste). A sua execução iniciou-se em 2007 e deverá entrar em serviço em 2011.

Na Figura 6. 22 mostra-se a localização aproximada, em planta, da travessia, conjuntamente com uma vista aérea da zona interessada pela obra. A implantação e o perfil longitudinal do túnel Norte são representados na Figura 6. 23.



Figura 6. 22 – localização em planta da travessia subterrânea de Toulon e vista aérea da zona afectada

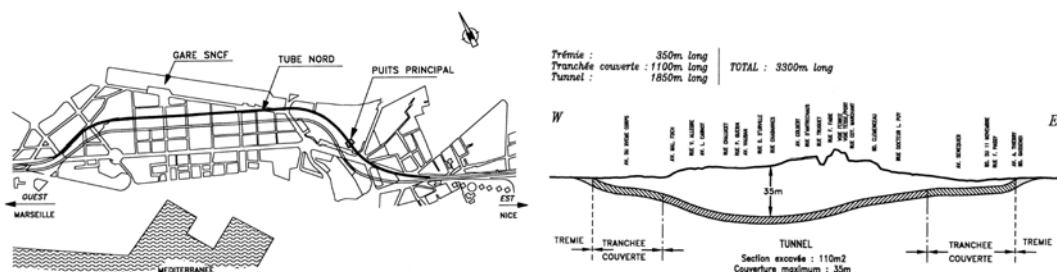


Figura 6. 23 – planta da cidade de Toulon com a travessia subterrânea e perfil longitudinal (Dias, 1999)

A obra atravessa uma zona densamente povoada e insere-se em terrenos complicados tornando-se por isso crucial controlar os deslocamentos do maciço. Dada a sua fraca extensão, o recurso a uma tuneladora não foi considerado, tendo os projectistas optado pela instalação de um pré-arco associado à pregagem da frente de escavação. O método permitiu proceder à escavação em face inteira, apesar da importância da secção da frente de escavação (110 m^2). Na Figura 6. 24 representa-se o perfil geológico da obra e a disposição dos elementos de reforço na frente de escavação.

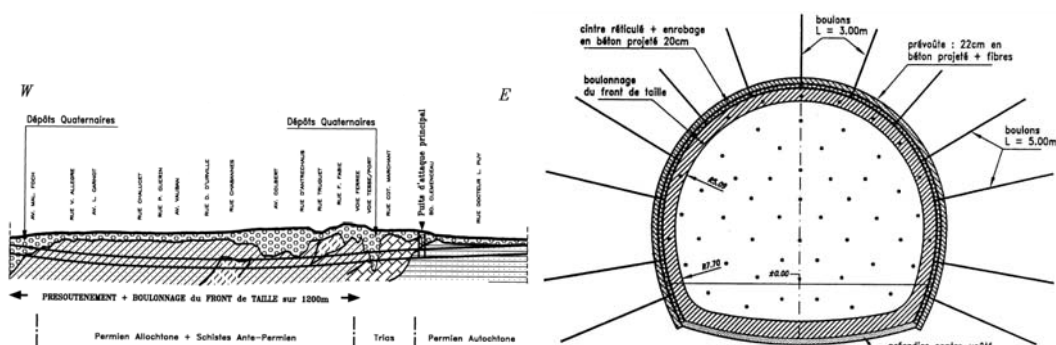


Figura 6. 24 – perfil geológico e disposição dos pregos na frente de escavação (Dias, 1999)

No que diz respeito aos parâmetros do maciço, apesar de este ser bastante heterogéneo foi possível definir um conjunto de características médias que se representam no Quadro 6. 5 (Dias, 1999). Os pregos previstos no projecto da travessia, pregos de secção circular (perfil Tipo I), caracterizados por um parâmetro $RAR = 0,046$ foram substituídos em obra por pregos com secção rectangular (perfil Tipo II) cujas características se resumem no Quadro 6. 5.

Das análises realizadas pelo autor resultou um valor máximo da extrusão de 70,0 mm no caso hipotético de não ser colocado reforço na frente, o qual se reduz para 42,5 mm quando a frente é reforçada com 52 pregos do Tipo II.

Quadro 6. 5 – curva de confinamento resultante do pré-dimensionamento do reforço da Travessia Subterrânea de Toulon

caracterização do cenário					reforço			curva de resposta (Expressão 6.2)
E_s^{int} (MPa)	K_0	c' (kPa)	ϕ' (°)	σ'_1 (kPa)	densidade	perfil	RAR	
300	1,00	50	20	800	0,5 p/m ²	Tipo II	0,053	P_{eq} (kPa) = -22 + 1.52 e.m. (mm)

A aplicação do método proposto ao caso da travessia subterrânea de Toulon representa-se na Figura 6. 25.

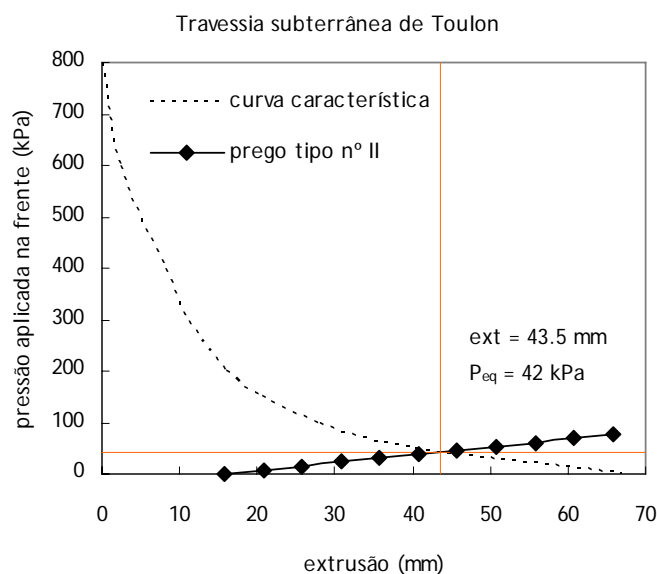


Figura 6. 25 – método da convergência – confinamento aplicado ao reforço da frente de escavação (Travessia Subterrânea de Toulon)

No Quadro 6. 6 comparam-se os resultados das análises numéricas (Dias, 1999) com os valores propostos pelo método de pré-dimensionamento. Apesar de se tratar de um túnel com o dobro da profundidade máxima abrangida pelo método, verifica-se uma excelente proximidade entre ambos os valores.

Quadro 6. 6 – comparação entre a proposta de pré-dimensionamento e os resultados numéricos (Travessia Subterrânea de Toulon)

cenário base	extrusão (mm)			diminuição (%)	
	método proposto	análises numéricas	diferença	método proposto	análises numéricas
frente não reforçada	-	70,00	-	-	-
prego tipo nº II (RAR =0,053)	43,5	42,5	2%	38%	39%

6.4. CONCLUSÕES

Desenvolveu-se um método de pré-dimensionamento baseado no conceito da convergência-confinamento.

A curva característica da resposta do terreno à abertura do túnel relaciona a pressão aplicada com a extrusão média da frente de escavação. A curva de resposta do sistema de reforço relaciona o valor desta extrusão com a pressão equivalente mobilizada pelos pregos.

A compilação dos resultados de todas as análises reforçadas efectuadas nos capítulos 4 e 5 mostrou não ser possível definir uma única curva de carregamento, independente da caracterização do maciço em que se executa o reforço. A variação dos parâmetros resistentes gera curvas de carregamento distintas mas paralelas. Foi possível definir uma única expressão para a curva de carregamento, em que a pressão equivalente mobilizada depende das características resistentes do maciço não reforçado,

do valor da extrusão não reforçada, da tensão vertical de repouso ao nível do eixo e da rigidez absoluta relativa do sistema de reforço.

O método foi aplicado a alguns exemplos numéricos. Tentou-se ainda aplicá-lo a uma obra real mas não foi possível obter valores da extrusão medida em obra pelo que se adoptaram os valores da modelação tridimensional da travessia subterrânea de Toulon. Foi possível observar que o método da convergência-confinamento adaptado ao reforço da frente permite prever os valores da extrusão adequadamente, sendo as diferenças observadas entre os valores propostos pelo método e os calculados numericamente sempre inferiores a 10%.

Uma vez que o método exige a determinação da curva de convergência do maciço não reforçado, será interessante proceder à determinação de diversas curvas, em adição às que foram determinadas, de forma a agilizar ainda mais o método.

Independentemente dos bons resultados obtidos, é essencial proceder à instrumentação da frente de uma obra reforçada de modo a validar efectivamente o método agora proposto.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com este trabalho procura-se contribuir para a melhor compreensão dos fenómenos envolvidos no reforço das frentes de escavação com pregos em fibra de vidro.

Os estudos apoiaram-se na revisão da bibliografia da especialidade, em resultados obtidos a partir da experimentação numérica tridimensional baseada no método das diferenças finitas e na simulação numérica de resultados experimentais publicados.

Para se entender verdadeiramente as potencialidades do reforço da frente de escavação é imprescindível fazer um estudo aprofundado do comportamento das frentes não reforçadas. Para tal procedeu-se à compilação e análise dos mais importantes resultados publicados na literatura da especialidade e à elaboração de modelos numéricos complementares. No que concerne a esta problemática, as primeiras abordagens foram feitas essencialmente com base na elaboração de modelos experimentais. Em paralelo foi-se desenvolvendo a via teórica, apoiada nos métodos de análise limite e nos métodos de equilíbrio limite. As duas abordagens têm andado intimamente interligadas, verificando-se que a via experimental serve de orientação e de comprovação da via teórica. Os estudos publicados permitiram evidenciar diferenças significativas entre o comportamento não drenado e o comportamento drenado e entre os túneis inteiramente revestidos e os não revestidos. Assim, constata-se que para condições não drenadas os deslocamentos afectam uma zona significativa do maciço adiante da frente de escavação, traduzindo-se o colapso à superfície pela formação de uma cratera de grandes dimensões, enquanto que em condições drenadas a rotura é acompanhada pela formação de uma chaminé de pequena largura. A importância do fecho do revestimento assume proporções muito diferentes no caso drenado e no caso não drenado. No primeiro caso o decréscimo de estabilidade associada à transição de um túnel inteiramente revestido para um túnel não revestido é muito pequeno, pelo que grande parte das análises e ensaios foram feitos em estado de deformação plana. Já no caso não drenado, o decréscimo de estabilidade é muito significativo, tendo sido comprovado que quanto maior for o comprimento não revestido, maior será a pressão necessária para evitar o colapso. Outra diferença importante entre os dois comportamentos tem a ver com a profundidade a partir da qual o mecanismo de rotura deixa de afectar a superfície. Para o comportamento drenado, os resultados publicados sugerem que a superfície só é atingida para túneis muito superficiais, com valores de C/D inferiores a 0,5. No caso não drenado, o efeito da superfície faz-se sentir pelo menos para valores de C/D até 3,0. No que diz respeito à abordagem pela via teórica dos túneis inteiramente revestidos, foi possível verificar que no comportamento não drenado os

CONSIDERAÇÕES FINAIS

resultados se aproximam dos limites inferiores e no comportamento drenado dos limites superiores. No caso dos túneis não revestidos, os resultados são sempre bem enquadrados por ambos os limites, independentemente do tipo de comportamento.

Na sequência da análise bibliográfica procedeu-se a uma série de modelações numéricas tridimensionais, com o intuito de validar o modelo numérico adoptado no trabalho. Foi possível comprovar as diferenças apontadas por outros autores no que diz respeito ao desenrolar da rotura verificando-se que, enquanto no caso do comportamento não drenado a rotura aparece de forma gradual e associada a grandes deslocamentos, na situação drenada a rotura sobrevém de modo muito mais brusco e associada a deslocamentos significativamente menores. No que diz respeito à forma dos mecanismos de rotura, à dependência da pressão de suporte crítica em relação à profundidade do eixo e à proximidade dos valores calculados (ou medidos) dos limites teóricos, foi possível confirmar todas as conclusões baseadas na análise bibliográfica.

O atraso do fecho do revestimento provisório foi alvo de um estudo mais aprofundado, uma vez que se trata de um parâmetro de fácil controlo e cuja variação se reflecte de forma importante na estabilidade da frente. Comprovou-se que a transição entre o mecanismo tridimensional e bidimensional ocorre muito mais abruptamente e para valores muito inferiores do parâmetro P/D quando as condições são drenadas. Ou seja, o fecho atempado do revestimento é de enorme importância em situação drenada, uma vez que qualquer atraso pode provocar um acidente. Verificou-se, no entanto, que para pequenos valores de P/D (até 0,1) a pressão mínima de suporte permanece inalterada. Tal constatação permite a possibilidade de acomodar um pequeno atraso no fecho do revestimento sem que se verifique um aumento significativo da pressão de rotura.

Foi ainda efectuada a avaliação do efeito da variação do valor absoluto do diâmetro. Com base nas análises e cálculos efectuados, parece plausível concluir que a estabilidade não drenada é independente do diâmetro de escavação, desde que se mantenha constante o recobrimento relativo, C/D , e o parâmetro da resistência não drenada, $\gamma D/c_u$. Já no caso drenado, não foi possível estabelecer uma relação clara por não ser possível englobar o nível de tensão no parâmetro resistente. Pensa-se no entanto que a independência se mantenha, sendo no entanto necessário continuar os estudos, nomeadamente tentando definir um parâmetro de resistência drenada mais adequado.

Tendo a presente dissertação como objectivo último o estudo da estabilização da frente de túneis com inclusões lineares, passou-se em seguida à análise das frentes reforçadas. A análise iniciou-se, tal como no caso das frentes não reforçadas, pela revisão bibliográfica.

Os estudos já realizados mostram que a aplicação de pregagens na frente de escavação pode efectivamente melhorar a estabilidade em relação à situação não pregada, diminuindo a pressão mínima de suporte, σ_T , em cerca de 60%, e reduzir os movimentos no maciço até cerca de 40%. A maior parte dos estudos analisados apontam para a existência de uma rigidez do sistema de pregagem, determinada pelo número de pregos e pela sua rigidez individual, acima da qual não é possível obter melhorias adicionais. Também o comprimento dos pregos e a sua resistência ao arranque têm um valor óptimo, acima do qual não é possível melhorar o seu desempenho, tendo estes valores sido identificados como 100 kN/m e o dobro da distância entre a frente de escavação e a superfície de rotura. Mesmo para os valores óptimos dos parâmetros atrás referidos observou-se não ser possível manter o maciço no estado elástico.

A análise do funcionamento dos pregos revela a existência de duas zonas principais, a zona de confinamento, em que os esforços são transferidos do maciço para o prego, e a zona de ancoragem, em que os esforços são novamente transferidos para o maciço. Os resultados obtidos apontam no sentido de a primeira ter uma extensão igual a meio raio e a segundo se prolongar até cerca de 4/3 do raio. Caso o prego tenha comprimento suficiente surge em seguida a zona neutra, na qual os pregos já praticamente não trabalham.

Depois da revisão bibliográfica procedeu-se à modelação numérica de uma escavação reforçada, cuja geometria e parâmetros resistentes se adaptavam bem à realidade encontrada nas obras realizadas em maciços graníticos meteorizados do Norte de Portugal. Foi possível observar uma diminuição do valor da extrusão máxima em cerca de 70% e do assentamento máximo à superfície em cerca de 40%. Verificou-se ainda que os métodos tradicionais de previsão dos movimentos superficiais se mantêm válidos no caso das frentes reforçadas.

Os bons resultados obtidos levaram a que realizassem cálculos adicionais, de modo a avaliar a pertinência do sistema de reforço num cenário mais alargado. Avaliou-se assim o reflexo sobre o efeito do reforço de eventuais alterações na geometria da obra, das características do sistema de reforço adoptado e das características mecânicas do maciço,

No que diz respeito à geometria da obra, constatou-se uma ligeira diminuição da eficácia do reforço da frente, relativamente aos efeitos à superfície, associada quer à diminuição de C/D quer ao aumento de P/D. Quanto ao efeito sobre o perfil vertical de extrusão, embora também venha diminuído para túneis muito superficiais, não sofre alterações associadas ao atraso do fecho do revestimento provisório.

A análise do efeito da variação das características do reforço permitiu constatar que a eficácia plena só é garantida para pregos de comprimento igual ou superior a 60% do diâmetro equivalente do túnel. Foi ainda possível confirmar que existe um valor da resistência ao arranque dos pregos acima do qual não é possível obter melhorias adicionais no controle dos

CONSIDERAÇÕES FINAIS

deslocamentos, o qual estará, no caso em estudo, situado entre 50 e 100 kN/m. Não se observaram alterações decorrentes da variação da rigidez da interface dentro da gama de valores considerada realista. Confirma-se que o comprimento e a resistência ao arranque óptimos determinados são idênticos aos publicados na literatura da especialidade.

Para avaliar o efeito da rigidez dos pregos sobre a eficácia do sistema de reforço, definiu-se um novo parâmetro adimensional, a RAR (“rigidez absoluta relativa”), o qual depende da densidade de pregagem, da rigidez individual dos pregos, da secção da frente de escavação e do módulo de deformabilidade do maciço. Foram efectuadas várias análises em que se variou este parâmetro através da alteração da área individual dos pregos ou do número de pregos instalados na frente. Foi possível constatar que a evolução da mancha plastificada na frente de escavação evidencia uma estabilização para um valor de RAR próximo de 0,4, sendo esta observação confirmada pelas trajectórias de tensão. No que diz respeito ao controlo dos deslocamentos verifica-se que estabilizam para um valor da rigidez absoluta relativa (RAR) próximo de 0,4 e sofrendo a maior parte da evolução (cerca de 85%) para valores do parâmetro de rigidez inferiores a 0,1.

Com vista à validação das conclusões acima enunciadas procedeu-se à variação dos parâmetros base do maciço, analisando-se módulos de deformabilidade entre 25 MPa e 150 MPa, coeficientes de impulso em repouso entre 0,40 e 1,00, coesões entre 15 kPa e 25 kPa e ângulos de atrito interno entre 30° e 38°. No que diz respeito à distribuição das forças mobilizadas em cada prego verifica-se que, independentemente do valor de RAR, os pregos mais esforçados se localizam próximo do eixo de simetria da secção diminuindo em seguida o esforço gradualmente em direcção ao contorno. Ao longo de cada prego observa-se a existência de uma zona “activa” ao longo da qual os esforços são transferidos do prego para o maciço e de uma zona “passiva” que constitui a zona de “ancoragem” do elemento individual de reforço. A transição entre estas duas zonas ocorre a uma distância da frente que cresce com o parâmetro RAR e varia entre $D/20$ e $D/4$. Esta variação resulta directamente do aumento do valor total da força mobilizada em pregos de rigidez crescente e do valor limite da resistência ao arranque de 100 kN/m.

A integração de todos os resultados obtidos relativamente ao controlo dos deslocamentos permitiu constatar que, de um modo geral o efeito do reforço da frente de escavação atinge o seu potencial máximo para valores da “rigidez absoluta relativa” próximos de 0,4. Como excepção à regra surgem apenas 3 cenários analisados. Por um lado, para o cenário associado ao módulo de deformabilidade da camada intermédia de 150 MPa não foi possível obter valores dessa ordem de grandeza para o RAR uma vez que o prego mais robusto disponível no mercado (ES180) só garante uma rigidez absoluta relativa de 0,247. O outro cenário que se destaca é o cenário associado ao ângulo de atrito de 30°. Aparentemente a técnica em análise é particularmente direccionada para os maciços pouco resistentes, pelo que

o seu máximo desempenho se mobiliza para valores inferiores do parâmetro de rigidez. Por último, para o cenário com $c = 25$ kPa, verificou-se um atraso na estabilização do efeito de reforço, só tendo sido detectado para um valor de RAR próximo de 0,7.

Não obstante o que foi dito em relação à estabilização dos deslocamentos, em todos os cenários se verificou a mobilização de cerca de 90% do efeito total do reforço para valores de RAR inferiores a 0,2. Adicionalmente, nos cenários em que K_0 era unitário e a resistência ao corte inferior ou igual a $15 \cdot \tan 34^\circ$ (kPa), a mobilização de 90% do efeito de reforço total ocorria para valores de RAR extremamente baixos, inferiores a 0,1.

Se se definir o desempenho do reforço como a diminuição, em percentagem, dos deslocamentos observados nos cenários não reforçados verifica-se, desde que não se introduzam alterações na resistência ao corte do maciço, que em todos os cenários analisados, independentemente da deformabilidade ou do coeficiente de impulso em repouso adoptados, o desempenho é constante e se traduz numa diminuição do valor máximo da extrusão e do assentamento máximo à superfície de, respectivamente, 70% e 40%. O aumento e a diminuição da resistência ao corte reflectem-se, respectivamente, na diminuição e no aumento da eficácia do sistema de reforço por inclusão de pregos em fibra de vidro na frente de escavação. Observa-se uma estabilização do desempenho para maciços já bastante resistentes.

O efeito significativo da resistência ao corte sobre o desempenho do sistema de reforço evidencia que esta técnica assume o seu inteiro potencial em maciços pouco resistentes, diminuindo muito a sua eficácia à medida que a resistência do maciço não reforçado aumenta.

Refira-se no entanto que o funcionamento qualitativo do sistema de reforço com pregos em fibra de vidro não sofre alterações significativas quando se avaliam cenários alternativos de resistência ao corte. De facto, tudo o que foi dito relativamente à estabilização do efeito para determinado valor de RAR, à distribuição da força total em cada prego em função do seu posicionamento na frente e à mobilização da resistência ao arranque se mantém válido em todos os cenários analisados.

Pelo facto de se ter observado que os pregos periféricos mobilizam esforços muito inferiores, fez-se um último conjunto de cálculos em se retiraram os pregos periféricos e cujos resultados foram posteriormente comparados com os cálculos originais. Esta comparação permitiu confirmar que é perfeitamente viável dispensar os pregos periféricos (instalados a menos de 1,5 m de distância do perímetro de escavação) sem que se introduzam alterações observáveis nos deslocamentos do maciço reforçado. Torna-se assim possível uma poupança significativa, quer pela diminuição do material necessário (no âmbito da geometria analisada passa a

CONSIDERAÇÕES FINAIS

instalar-se apenas 67% dos pregos previstos) quer pelo aumento que necessariamente ocorrerá na velocidade de avanço da frente de escavação decorrente da diminuição do número de tarefas a realizar para reforçar o núcleo.

Por último, procedeu-se à compilação de todos as análises reforçadas efectuadas, de modo a desenvolver um método de pré-dimensionamento baseado no conceito da convergência-confinamento.

No método proposto considera-se separadamente a extrusão da frente ligada ao desconfinamento e a mobilização progressiva dos esforços nos pregos para essa mesma extrusão. Traça-se a curva de resposta do maciço, que relaciona o valor médio da extrusão na frente com a pressão aplicada, e a curva de carregamento nos pregos, que relaciona o valor da extrusão média com a pressão equivalente mobilizada pelos pregos. A sobreposição das duas curvas permite avaliar a eficácia de um sistema de reforço em particular.

A compilação dos resultados disponíveis permitiu concluir que, embora não seja possível definir uma única curva de carregamento, independente da caracterização do maciço em que se executa o reforço, a variação dos parâmetros resistentes gera curvas de carregamento que, apesar de distintas, são paralelas. Foi assim possível definir uma única expressão para a curva de carregamento, em que a pressão equivalente mobilizada depende das características resistentes do maciço não reforçado, do valor da extrusão não reforçada, do tensão vertical de repouso ao nível do eixo e da rigidez absoluta relativa do sistema de reforço.

O método foi aplicado a alguns exemplos numéricos. Tentou-se ainda aplicá-lo a uma obra real mas não foi possível obter valores da extrusão medida em obra pelo que se adoptaram os valores da modelação tridimensional da travessia subterrânea de Toulon. Foi possível observar que o método da convergência-confinamento adaptado ao reforço da frente permite prever os valores da extrusão adequadamente, sendo as diferenças observadas entre os valores propostos pelo método e os calculados numericamente sempre inferiores a 10%.

Em relação ao prosseguimento do trabalho realizado no âmbito da presente dissertação, apresenta-se em seguida algumas linhas de acção que se espera poder concretizar num futuro próximo.

Em primeiro lugar, de forma a validar a método de pré-dimensionamento proposto, é essencial proceder à instrumentação de uma obra reforçada. O plano de instrumentação deve incluir a colocação de extrusómetros na frente de escavação, de modo a permitir o registo dos perfis de

deslocamentos. Será ainda essencial instrumentar os próprios elementos de reforço com extensómetros, possibilitando assim a leitura dos esforços instalados. A leitura dos valores da extrusão e dos esforços permitirá fazer uma aplicação do método proposto a uma obra real, o que se traduzirá na sua real validação.

Chegou-se a tentar executar esta tarefa no âmbito da tese, tendo-se mesmo elaborado o plano de instrumentação. No entanto não foi possível concretizar os objectivos por razões alheias à autora.

Uma vez o método validado, e tendo em consideração que a sua aplicação exige a determinação da curva de convergência do maciço não reforçado, será interessante proceder à determinação de diversas curvas, em adição às que foram obtidas, de forma a agilizar ainda mais o método.

Finalmente, uma outra via de investigação que se considera de muito interesse iniciar relaciona-se com a avaliação do desempenho do reforço da frente de escavação em condições não drenadas e com a adaptação da metodologia de pré-dimensionamento a essa situação.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

BIBLIOGRAFIA

- AL HALLAK, P.; GARNIER, J.; LECA, E. (1999). **Experimental study of the stability of a tunnel face reinforced by bolts.** Proc. of Geotechnical aspect of underground construction in soft ground, pp 1-5.
- AL HALLAK, P.; LECA, E.; MAGNAN, J. P.; GARNIER, J. (2001). **Étude expérimentale et numérique du renforcement du front de taille par boulonnage dans les tunnels en terrain meuble.** Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- ALMEIDA E SOUSA, J. (1998). **Comportamento de Túneis em Maciços Terrosos.** Dissertação apresentada à Universidade de Coimbra para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil.
- ANAGNOSTOU, G.; KOVÁRI, K. (1994a). **The face stability of slurry-shield-driven tunnels.** Tunnelling and underground space technology, Vol. 9, No. 2, pp 165-173.
- ANAGNOSTOU, G.; KOVÁRI, K. (1994b). **Stability analysis for tunnelling with slurry and EPB shields.** MIR '94. Gallerie in condizioni difficili. Torino.
- ANAGNOSTOU, G.; KOVÁRI, K. (1996a). **Face Stability Conditions with Earth-Pressure-Balanced Shields.** Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 11, No. 2, pp 165 - 173.
- ANAGNOSTOU, G.; KOVÁRI, K. (1996b). **Face stability in slurry and EPB shield tunnelling.** Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, pp 453-458.
- ANAGNOSTOU, G.; KOVARI, K. (1997). **Face stabilisation in closed shield tunnelling.** Rapid Excavation and Tunnel Construction. Las Vegas.

- ANTÃO, A. (1997). **Analyse de la stabilité des ouvrages souterrains para une méthode cinématique régularisée.** Thèse Présentée devant L'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- ARSENA, F. P.; FOCARACCI, A.; LUNARDI, P.; VOLPE, A. (1991). **La prima applicazione in Italia del pretaglio meccanico.** Int. Congr. on soil and rock improvement in underground works. Milano, pp 556-649.
- ASSADI, A.; SLOAN, S. W. (1991). **Undrained stability of shallow square tunnel.** Journal of Geotechnical Engineering, ASCE. Vol. 117, No. 8, pp 1152-1173.
- ATKINSON, J. H.; CAIRNCROSS, A. M.; JAMES, R. G. (1974). **Model tests on shallow tunnel in sand and clay.** Tunnels & Tunnelling, Vol. 6, No. 4, pp 28-32.
- ATKINSON, J. H.; POTTS, D. M.; SCHOFIELD, A. N. (1977). **Centrifugal model tests on shallow tunnels in sand.** Tunnels & Tunnelling, Vol. 9, No. 1, pp 59-64.
- ATKINSON, J. H.; POTTS, D. M. (1976). **Subsidence above shallow tunnels in soft ground.** Proceedings ASCE Geotechnical Engineering Division, Vol. 103, No. 4, pp 307-325.
- ATKINSON, J. H.; POTTS, D. M. (1977). **Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil.** Géotechnique, Vol. 27, No. 2, pp 203-215.
- ATKINSON, J. H.; MAIR, R. J. (1982). **Stability of tunnels in soft ground during construction.** Conferencia Internacional de Mecanica de Suelos - Reunion Conmemorativa 1957 - 1982, Sociedad Mexicana de Mecanica de Suelos. Mexico, pp 233-238.
- ATKINSON, J. H.; BROWN, T.; POTTS, D. M. (1975a). **Collapse of shallow unlined tunnels in dense sand.** Tunnels and Tunnelling, Vol. 3, pp 81-87.

- ATKINSON, J. H.; ORR, T. L. L; POTTS, D. M. (1975b). **Research studies into the behaviour of tunnels and tunnel linings in soft ground**. TRRL Supplementary Report, 176 UC.
- ATTEWELL, P. B. (1978). **Ground movements caused by tunnelling in soil**. In: J. D. Geddes, Ed. Int. Conf. on Large Movements and Structures. London: Pentech Press, pp 812-948.
- ATTEWELL, P. B.; BODEN, J. B. (1971). **Development of stability ratios for tunnels driven in clay**. Tunnels & Tunnelling, Vol. 3, No. 3, pp 195-198.
- ATTEWELL, P. B.; WOODMAN, J. P. (1982). **Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil**. Ground Engineering, Vol. 15, No. 8, pp 13-36.
- ATTEWELL, P. B.; YEATS, J.; Selby, A. R. (1986). **Soil Movements Induced by Tunnelling and their Effects on Pipelines and Structures**. Galsgow: Blackie Academic & Professional
- AUGARDE, C. E.; LYAMIN, A. V.; SLOAN, S. W. (2003). **Stability of an undrained plane strain heading revisited**. Computers and Geotechnics, No. 30, pp 419-430.
- BARLEY, A. D.; GRAHAM, M. (1997). **Trial soil nails for tunnel face support in London clay and the detected influence of tendon stiffness and bond length on load transfer**. Ground improvement geosystems - densification and reinforcement: Thomas Telford, pp 433-444.
- BAUMANN, TH.; STERNATH, R ; SCHWARZ, J. (1997). **Face stability of tunnels in soft rock - Possibilities for the computational analysis**. Proceedings of the fourteenth international conference on soil mechanics and foundation engineering. Hamburg, pp 1389-1392.

- BERNAUD, D.; DE BUHAN, P.; MAGHOUS, S. (1995). **Calcul numérique des tunnels boulonnés par une méthode d'homogénéisation**. Revue Française de Géotechnique, No. 73, pp 53-65.
- BHASIN, R. (1994). **Forecasting stability problems in tunnels constructed through clay, soft rocks and hard rocks using an inexpensive quick approach**. Galleri e Grandi Opere Sotterranee, Março.
- BOSCARDIN, M. D.; CORDING, E. J. (1989). **Building response to excavation induced settlement**. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE. Vol. 115, No. 1, pp 1-21.
- BROERE, W. (2001). **Tunnel Face Stability & New CPT Applications**. Tese apresentada à Universidade Técnica de Delft para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil.
- BROMS, B. B.; BENNERMARK, H. (1967). **Stability of clay at vertical openings**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 93, No. 1, pp 71-94.
- BUCKY, B. P. (1931). **The use of models for the study of mining problems**. Technical Publication, American Institute of Mining Engineers, No. 425.
- CARDOSO, A. S. (1999). **Comportamento dos sistemas de reforço de solos mais usuais em estruturas de suporte**. Guião da lição de síntese apresentada às provas para habilitação ao título de Professor Agregado do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto..
- CASARIN, C.; MAIR, R. J. (1981). **The assessment of tunnel stability in clay by model tests, Soft-ground tunnelling, failures and displacements**. (eds. D. Resendiz and P. M. Romo), Balkema, pp 33-44.
- CHAMBON, J. F. (1990). **Étude sur modèles réduites centrifugés: application aux tunnels à faible profondeur en terrain meuble pulvérulent**. Tese apresentada para

obtenção do Grau de Doutor, Université de Nantes. École Nationale Supérieure de Mécanique.

CHAMBON, J. F.; CORTE, J. F. (1989). **Stabilité du front de taille d'un tunnel faiblement enterré: modélisation en centrifugeuse.** Colloque Int. sur tunnels et microtunnels en terrain meuble: du chantier à la théorie. Paris, pp 307-315.

CHAMBON, J. F.; CORTE, J. F. (1990). **Stabilité du front de taille d'un tunnel dans un milieu frotant - Approche cinématique en calcul à la rupture.** Révue Française de Géotechnique. No. 51, pp 51-59.

CHAMBON, J. F.; CORTÉ, J. F. (1994). **Shallow tunnels in cohesionless soil: stability of tunnel face.** Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 120, No. 7, pp 1148-1165.

CHAMBON, P.; CORTE, J. F.; GARNIER, D. (1991). **Face stability of shallow tunnels in granular soils.** Proc. Int. Conf. Centrifuge. Boulder, Colorado, pp 99-105.

CONSTANTIN, B.; DURAND, J. P. ; THÖNE, M. (1988). **Progrès technologique dans le cadre de l'utilisation de la méthode du prédécoupage mécanique à Toulon.** In: Association Française des travaux en souterrain, Ed. Journées d'études internationales de Chambéry. Paris, France, pp 171-180.

CORDING, E. J. (1991). **Control of ground movements around tunnels in soil.** General Report. 9th Pan American Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Chile.

CORDING, E. J.; HANSMIRE, W. H. (1975). **Displacements around soft ground tunnels.** General Report. 5th Pan American Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Buenos Aires. pp 571-633.

CORFDIR, A. (2004). **Limit analysis for saturated porous media without fluid flow calculation.** International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, No. 28, pp 543-561.

- COSTA, A. F. (2001). **Concepção e projecto de túneis em obras viárias**. Análise do Túnel 4 do Porto.
- COSTA, A. F.; CARDOSO, A. S.; ALMEIDA E SOUSA, J. (2007). **Simulation of pull-out tests on fully-bonded fibreglass reinforcement**. IX International Conference on Computational Plasticity. COMPLAS IX. CIMNE, Barcelona: E. Oñate and D. R. J. Owen
- DAVIS, E. H. (1968). **Theories of Plasticity and the Failure of Soil Masses**. In: I.K. Lee, Ed. Soil Mechanics: Selected Topics. London Butterworths, pp 341–380.
- DAVIS, E. H.; GUNN, M. J., MAIR, R. J.; SENEVIRATNE, H. N. (1980). **The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material**. Géotechnique. Vol. 30, No. 4, pp 397-419.
- DE BUHAN, P.; CUVILLIER, A.; DORMIEUX, L., E MAGHOUS, S. (1999). **Face stability of shallow circular tunnels driven under the water table: A numerical analysis**. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics. Vol. 23, pp 79-95.
- DIAS, D.; KASTNER, R. (2005). **Modélisation numérique de l'apport du renforcement par boulonnage du front de taille des tunnels**. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 42, No. 6, pp 1656-1674.
- DIAS, D.; KASTNER, R., SUBRIN, D., WONG, H.; DUBOIS, P. (1998). **Behaviour of a tunnel face reinforced by bolts: Comparison between analytical-numerical models**. The Geotechnics of hard soils -soft rocks, pp 961-972.
- DIAS, D.; KASTNER, R., E DUBOIS, P. (1997). **Tunnel face reinforcement by bolting: strain approach using 3D analysis**. Int. conf. on tunneling under difficult conditions. Basel, Switzerland: A.A. Balkema.

- DIAS, D. (1999). **Renforcement du front de taille des tunnels par boulonnage. Étude numérique et applicationa un cas réel en site urbain.** Génie Civil. Lyon: Thèse Présentée devant L'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, p 322.
- EWING, D. J. F. ; HILL, R. (1967). **The plastic constraint of V-notched tension bars.** Journal Mech Phys Solids, Vol. 15, pp 115-124.
- GARNIER, D, SUDRET, B., BOURGEOIS, E., E SEMBLAT, J. F. (2003). **Ouvrages renforcés: approche par superposition de milieux continus et traitement numérique.** Revue Française de Géotechnique, No. 102, pp 43-52.
- GRAF, B.; LIPPOMANN, R. ; MELIX, P. (1983). **Institut fur Bodenmechanik und Fetsmechanik der Universitat Karlsruhe.** (citado por Muhlhaus 1985).
- GRASSO, P. (1993). **Criteri di Progettazione di Gallerie Superficiali.** La Realizzazione delle Grandi Opere in Sotterraneo. Samoter, Verona.
- GRASSO, P.; A. MAHTAB, FERRERO, A. M.; PELIZZA, S. (1991). **The role of cable bolting in ground reinforcement. Soil and rock improvement in underground works.** Proceedings of the Geotechnical Engineering Congress. Milano, pp 127-128.
- GRASSO, P.; MAHTAB, M. A.; RABAJOLI, G. (1993). **Consideration for design of shallow tunnels.** Int. Conf. Underground Transportation Infrastructures. Toulon, pp 19-28.
- JAKY, J. (1944). **The coefficient of earth pressure at rest.** Journal for Society of Hungary Architects and Engineers. Budapest, pp 355-358.
- JASSIONNESSE, C. (1998). **Contrôle de la déformation du massif renforcé par boulonnage au front de taille d'un tunnel.** Thèse Présentée devant L'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.

- JASSIONNESSE, C.; DUBOIS, P.; SAITTA, A. (1996). **Tunnel face reinforcement by bolting, homogenisation strain approach.** Int. Symp. on geotechnical aspects of underground construction in soft ground. London, pp 373-378.
- KIMURA, T.; MAIR, R. J. (1981). **Centrifugal testing of model tunnels in soft clay.** Proc. 10th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Stockholm, pp 319-322.
- KÖNIG, D.; GÜTTLER, U.; JESSBERGER, H. (1991). **Stress redistribution during tunnel and shaft constructions.** Proc. Int. Conf. Centrifuge. Boulder, Colorado, pp 129-135.
- LADD, C. C.; FOOT, R.; ISHIHARA, K.; SCHLOSSER, F.; POULOS, H. G.; (1977). **Stress deformation and strength characteristics.** 12th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp 421 - 494.
- LECA, E.; DORMIEUX, L. (1990). **Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material.** Géotechnique, Vol. 40, No. 4, pp 581 - 606.
- LECA, E.; DORMIEUX, L. (1992). **Contribution à l'étude de la stabilité du front de taille d'un tunnel en milieu cohérent.** Revue Française de Géotechnique, No. 61, pp 5-16.
- LECA, E.; PANET, M. (1988). **Application du calcul à la rupture à la stabilité du front de taille d'un tunnel.** Révue Française de Géotechnique. No. 43, pp 5-19.
- LECA, E.; GARNIER, J. ; ATWA, M. ; CHAMBON, P., SKIKER, A.; DORMIEUX, L., GARNIER, D., E MAGHOUS, S. (1997). **Analyse théorique et expérimentale de la stabilité du front de taille des tunnels à faible profondeur.** Proceedings of the fourteenth international conference on soil mechanics and foundation engineering. Hamburg, pp 1421-1424.

- LEE, I. M.; NAM, S. W. (2001). **The study of seepage forces acting on the tunnel lining and tunnel face in shallow tunnels.** Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 16, pp 31-40.
- LITWINISZYN, J. (1956). **Application of the equation of stochastic processes to mechanics of loose bodies.** Cracovia. Polónia.
- LUNARDI, P. (1991). **Aspetti progettuali e costruttivi nella realizzazione di gallerie in situazioni difficili: interventi di precontenimento del cavo.** Int. Congr. on consolidamento del suolo e rocce in sotterraneo. Milan, pp 567-580.
- LUNARDI, P.; FOCARACCI, A.; GIORGI, P.; PAPACELLA, A. (1992). **Tunnel face reinforcement in soft ground design and controls.** Towards New Worlds in Tunnelling, pp 897-908.
- LUNARDI, P.; BINDI, R.; FOCARACCI, A. (1989). **Nouvelles orientations pour le projet et la construction des tunnels dans les terrains meubles. Études et expériences sur le préconfinement de la cavité et la préconsolidation du noyau au front.** Colloque International Tunnels et Microtunnels en terrain meubles. Paris: Presses de l'ENPC, pp 625-644.
- MAIR, R. J. (1979). **Centrifugal modelling of tunnel construction in soft clay.** PhD Thesis: Cambridge University.
- MAIR, R. J.; TAYLOR, R. N. (1997). **Bored tunnelling in the urban environment.** Theme lecture, Plenary session 4, Proceedings of the fourteenth international conference on soil mechanics and foundation engineering. Hamburg, pp 2353-2385.
- MAIR, R. J.; PHILLIPS, R.; SCHOFIELD, A. N.; TAYLOR, R. N. (1984). **Application of centrifuge modelling to the design of tunnels and excavations in soft clay.** Proc. Symposium on Application of Centrifuge Modelling to Geotechnical Design. Manchester, pp 357-380.

- MARECHAL, O. (1999). **Portance de fondations superficielles établies à proximité de talus et soumises à des charges inclinées et excentrées.** Thèse de doctorat de l'Ecole Centrale de Nantes, p 357.
- MUHLHAUS, H. B. (1985). **Lower bound solutions for circular tunnels in two and three dimensions.** Rock mechanics and rock engineering, Vol. 18, pp 37-52.
- NG, C.W.W.; LEE, G. T. K. (2002). **A three - dimensional parametric study of the use of soil nails for stabilising tunnel faces.** Computers and Geotechnics, Vol. 29, pp 673-697.
- O'REILLY, M. P.; NEW, B. M. (1982). **Settlements above tunnels in the United Kingdom - their magnitude and prediction.** Tunnelling 82. London, Inst. of Mining and Metallurgy, pp 173-181.
- O'REILLY, M. P.; MAIR, R. J.; ALDERMAN, G. H. (1991). **Long-term settlements over tunnels: an eleven year study at Grimbsy.** Tunnelling 91. London, Inst. of Mining and Metallurgy, pp 55-64.
- PALMER, A. C. (1966). **A limit theorem for materials with non-associated flow rules.** Journal de Mécanique. Vol. 5, pp 217-222.
- PANET, M. (2001). **Recommendations on the Convergence-confinement Method.** Association Française des Travaux en Souterrain (AFTES).
- PECK, R. B. (1969). **Deep excavation and tunnelling in soft ground.** Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Mexico City, pp 225-290.
- PEILA, D. (1994). **A theoretical study of reinforcement influence on the stability of a tunnel face.** Geotechnical and geological engineering. Vol. 12, pp 145-168.

- PEILA, D.; ORESTE, P.; PELIZZA, S.; POMA, A. (1996a). **Study of the influence of sub-horizontal fiber-glass pipes on the stability of a tunnel face.** Proc. Int. Conf. on North American Tunneling '96. Washington DC, pp 425-431.
- POTTS, D. M. (1976). **Behaviour of lined and unlined tunnels in sand.** Tese apresentada à Universidade de Cambridge para obtenção do Grau de Doutor..
- SENEVIRATNE, H. N. (1979). **Deformations and pore pressure variations around shallow tunnels in soft clay.** PhD Thesis: Cambridge University.
- SKEMPTON, A. W. (1957). **Discussion: the planning and design of the new Hong Kong airport.** Proceedings of ICE, Structures and Buildings, Vol. 7, pp 305–307.
- SKIKER, A. (1995). **Stabilité du front de taille d'un tunnel creusé par la méthode de prédécoupage mécanique.** Génie Civil. Nantes: Thèse Présentée devant L'École Centrale de Nantes, p 189.
- SLOAN, S. W.; ASSADI, A. (1991). **The stability of a square tunnel in a purely cohesive material whose strength increases linearly with depth.** 1991, pp 517-525.
- SLOAN, S. W.; ASSADI, A. (1993). **Stability of shallow tunnels in soft ground.** Proc. Of the Wroth Memorial Symposium. Oxford, pp 644-663.
- SOUBRA, ABDUL-HAMID (2000). **Three-dimensional face stability analysis of shallow circular tunnels,** GeoEng 2000. Melbourne, Australia.
- STERNATH, R.; BAUMANN, T. (1997). **Face support for tunnels in loose ground.** Proc. of the world tunnel congress '97 - Tunnels for people. Vienna, pp 317-323.
- STROUD, M. A. (1971). **Sand at low stress levels in the SSA.** Tese apresentada à Universidade de Cambridge para obtenção do Grau de Doutor..

- SUBRIN, D.; WONG, H. (2002). **Stabilité du front d'un tunnel en milieu frottant: un nouveau mécanisme de rupture 3D**. C. R. Mécanique, No. 330, pp 513-519.
- SUDRET, B.; DE BUHAN, P. (1999). **Modélisation multiphasique des matériaux renforcés par inclusions linéaires**. C. R. Acad. Sci. Paris, Série lib, Vol. 327, pp 7-12.
- SUDRET, B.; DE BUHAN, P. (2001). **Multiphase model for inclusion reinforced geomaterials - Application to rock-bolted tunnels and piled raft foundations**. Int. J. Num. an Meth. Geomech. Vol. 25, No. 2, pp 155-182.
- TROMPILLE, V. (2003). **Etude expérimentale et théorique du comportement d'un tunnel renforcé par boulonnage frontal**. Génie Civil. Lyon: Thèse Présentée devant L'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, p 219.
- WANG, J.G.; LEUNG, C. F.; ICHIKAWA, Y. (2002). **A simplified homogenisation method for composite soils**. Computers and Geotechnics, Vol. 29, pp 477-500.
- WONG, H.; SUBRIN, D.; JASSIONNESSE, C. (1998). **Comportement du front d'un tunnel renforcé par du boulonnage en fibre de verre, modèle analytique**. Géomaterials et interactions: Hermès (France), pp 133-137.
- WONG, H.; SUBRIN, D.; DIAS, D. (2000). **Extrusion movements of a tunnel reinforced by finite length bolts - a closed - form solution using homogenization approach**. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 24, No. 6, pp 533-565.
- WONG, H.; TROMPILLE, V.; DIAS, D. (1999a). **Déplacements du front d'un tunnel renforcé par boulonnage prenant en compte le glissement boulon-terrain: approche analytique, numérique et données in situ**. Revue Française de Géotechnique, No. 89, pp 13-28.

- WONG, H.; TROMPILLE, V., SUBRIN, D. ; GUILLOUX, A. (1999b). **Tunnel face reinforced by longitudinal bolts: analytical models and in situ data**. Proc. of Geotechnical aspect of underground construction in soft ground, pp 435-440.
- WONG, H.; TROMPILLE, V.; DIAS, D. (2004). **Extrusion analysis of a bolt-reinforced tunnel face with finite ground-bolt bond strength**. Canadian Geotechnical Journal, No. 41, pp 326-341.
- YAMAZAKI, H. (1982). **Stability of tunnel face and control of excavation in md shield tunnelling**. Tese apresentada à Universidade de Tóquio para obetenção do grau de Doutor..
- YEATS, J. (1985). **Discussion of ground movement due to parallel trench construction and effects on buried pipes**. 3rd Int. Conf. Ground Movements and Structures. Cardiff, pp 798-804.
- YOO, C. S.; SHIN, H. K. (1999A). **Behaviour of tunnel face pre-reinforced with sub-horizontal pipes**. Geotechnical aspects of underground construction in soft ground (Int. Symp). Tokyo, pp 345-350.
- YOO, C. S. (2002). **Finite - element analysis of tunnel face reinforced by longitudinal pipes**. Computers and Geotechnics, Vol. 29, pp 73-94.